

# "PARCO EOLICO SENNORI (SS)"

Progetto per la realizzazione di un parco eolico con potenza pari a 42 MW sito nel Comune di Sennori (SS) con opere di connessione alla RTN nel Comune di Tergu (SS)

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE

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



TITOLO ELABORATO

RELAZIONE SUL PREDIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI

SCALA

COMMESSA

**SVIL- 1000190562**

CODIFICA DOCUMENTO

SEN-PD-R05\_00

4

3

2

1

0

PRIMA EMISSIONE

Agosto 2024

VB

EG

EG

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

11

12

13

14

15

16

17

Questo disegno non può essere riprodotto, nè utilizzato altrove, nè ceduto a terzi in tutto o in parte senza il consenso scritto degli autori

## INDICE

<b>1. PREMESSA.....</b>	<b>3</b>
<b>2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>4</b>
<b>3. ANALISI SISMICA DELLA ZONA DI INTERESSE .....</b>	<b>5</b>
<b>4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....</b>	<b>10</b>
<b>5. DESCRIZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE AEROGENERATORI.....</b>	<b>12</b>
5.1    CASO A - FONDAZIONE DIRETTA .....	12
5.2    CASO B - FONDAZIONE INDIRETTA .....	13
<b>6. AZIONI AGENTI SULLE FONDAZIONI DEGLI AEROGENERATORI .....</b>	<b>16</b>
6.1    AZIONE SECONDO LA NORMA IEC61400 .....	17
6.1.1    Azione estrema del vento .....	17
6.1.2    Azione del vento in esercizio .....	17
6.1.3    Azioni equivalenti a fatica.....	18
6.2    COMBINAZIONI DI CALCOLO .....	18
6.3    APPLICAZIONE DEI CARICHI .....	20
6.3.1    Carichi applicati per le analisi locali.....	21
6.3.2    Carichi applicati per le analisi FEM .....	21
<b>7. CRITERI GENERALI DI CALCOLO .....</b>	<b>34</b>
7.1    TIPO DI ANALISI E MOTIVAZIONE .....	34
7.2    METODO DI VERIFICA SEZIONALE .....	34
7.3    CRITERI USATI PER LA MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA.....	35
7.4    VERIFICHE STRUTTURALI AGLI SLU E SLE SECONDO IL D.M. 17/01/2018.....	37
7.5    MODELLO DI CALCOLO .....	38
<b>8. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DELLE FONDAZIONI .....</b>	<b>39</b>
8.1    DETERMINAZIONE DELLE LUNGHEZZE DI ANCHORAGGIO .....	41
<b>9. PREDIMENSIONAMENTO PLINTO DI FONDAZIONE DIRETTA.....</b>	<b>43</b>
<b>10. VERIFICHE GLOBALI PLINTO DI FONDAZIONE DIRETTO.....</b>	<b>45</b>
10.1.    CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE AGENTI.....	47
10.2.    VERIFICA PRESSO-FLESSIONE AGLI SLU .....	52
10.3.    VERIFICA TAGLIO AGLI SLU .....	56
10.4.    VERIFICA PRESSO-FLESSIONE AGLI SLE.....	59
10.5.    VERIFICA A FATICA .....	62
10.6.    VERIFICA A PUNZONAMENTO DELLA TORRE.....	70
<b>11. VERIFICHE STRUTTURALI GLOBALI DEL PLINTO DI FONDAZIONE SU PALI SECONDO IL DM 17/01/2018 .....</b>	<b>72</b>
11.1.    CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE AGENTI.....	74
11.2.    VERIFICA PRESSO-FLESSIONE AGLI SLU .....	79
11.3.    VERIFICA TAGLIO AGLI SLU .....	83
11.4.    VERIFICA PRESSO-FLESSIONE AGLI SLE.....	87
11.5.    VERIFICA A FATICA .....	91
11.6.    VERIFICA A PUNZONAMENTO .....	98
11.6.1    Verifica a punzonamento della torre.....	98
11.6.2    Verifica a punzonamento dei pali .....	99
11.7.    VERIFICA PALI DI FONDAZIONE .....	101
<b>12. VERIFICHE LOCALI SISTEMA DI ANCHORAGGIO TRA TORRE E FONDAZIONE .....</b>	<b>103</b>
12.1    VERIFICA PRESSIONI DI CONTATTO TRA LE FLANGE E CALCESTRUZZO .....	103

---

12.2	VERIFICA TIRANTI PER IL CALCESTRUZZO COMPRESSO .....	109
12.3	VERIFICA DELLE ARMATURE DEL COLLETTO .....	111
<b>13.</b>	<b>GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' .....</b>	<b>115</b>
13.1	DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI RESISTENTI .....	115
13.2	ANALISI TRASMISSIONE DEGLI SFORZI NEL MODELLO FEM .....	116

## 1. PREMESSA

La società Hydro Engineering s.s. è stata incaricata di redigere il progetto definitivo dell'impianto eolico denominato "Sennori (SS)" composto da 6 aerogeneratori, ciascuno di potenza nominale pari a 7,0 MW, per una potenza complessiva di 42 MW, ubicato nel comune di Sennori (SS) e proposto dalla società Edison Rinnovabili S.p.A., facente parte del Gruppo Edison, con sede legale in Milano via Foro Buonaparte 31, 20121.

Il modello tipo di aerogeneratore scelto avrà potenza nominale di 7,0 MW, con diametro rotore fino a 163 m e altezza massima al top della pala pari a 180,0 m. per l'aerogeneratore SEN01 e pari a 200,0 m per gli aerogeneratori SEN02-SEN03-SEN04-SEN05 e SEN 06. Questa tipologia di aerogeneratore è allo stato attuale quella ritenuta più idonea per il sito di progetto dell'impianto.

Oltre che degli aerogeneratori, il progetto si compone dei seguenti elementi:

- elettrodotto interrato con cavi a 36 kV, di collegamento tra gli aerogeneratori e la nuova Stazione Elettrica di Terna 150/36KV "Tergu";
- edificio di consegna;
- nuova Stazione Elettrica di Terna 150/36KV "Tergu"; da inserire in entra – esce alla linea RTN a 150 kV "Sennori – Tergu" e "Ploaghe Stazione – Tergu" ( progetto in capo ad un altro proponente);
- raccordi di connessione AT a 150 kV, tra la stazione 150 KV "Tergu" le linee RTN a 150 kV "Sennori – Tergu" e Ploaghe Stazione – Tergu" ( progetto in capo ad un altro proponente);

Si precisa che la progettazione della futura stazione elettrica di Terna 150/36KV "Tergu" e dei relativi raccordi aerei da inserire in entra – esce alla linea RTN a 150 kV "Sennori – Tergu" e "Ploaghe Stazione – Tergu", riportati nella documentazione progettuale, sono in carico ad altro produttore avente ruolo di capofila nei confronti di Terna S.p.A.

La presente relazione ha per oggetto i calcoli di ridimensionamento, con le relative verifiche agli Stati Limite Ultimi, delle opere di fondazione e dell'edificio di consegna previsti in progetto.

Le caratteristiche geologiche e geotecniche dei terreni sono state desunte dalla Relazione geologica, geomorfologica e sismica "SEN-PD-R20\_Relazione geologica"

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione è le “Norme Tecniche per le Costruzioni”, D.M. 17/01/2018.

Si farà, inoltre, riferimento alle seguenti normative:

- Legge n. 1086 del 05.11.1971 “Norme per la disciplina delle opere in c.a. normale e precompresso, ed a struttura metallica”;
- Legge n. 64 del 02.02.1974 – “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- IEC 60400-1 “Wind Turbine safety and design”;
- Eurocodice 2 “Design of concrete structures”.
- Eurocodice 3 “Design of steel structures”.
- Eurocodice 4 “Design of composite steel and concrete structures”.
- Eurocodice 7 “Geotechnical design”.
- Eurocodice 8 “Design of structures for earthquake resistance”.

### 3. ANALISI SISMICA DELLA ZONA DI INTERESSE

Nella stesura dei calcoli strutturali e per le verifiche geotecniche si è tenuto conto dell'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 di costruzione. In base al D.M. 17/01/2018, l'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A nelle NTC). La pericolosità sismica in un generico sito è valutata:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima  $a_g$  e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale;
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno TR ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

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. Le azioni di progetto si ricavano dalle accelerazioni  $a_g$  e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- $a_g$  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 previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento VR della costruzione, ottenuto dal prodotto della vita nominale dell'opera VN per il coefficiente d'uso CU il quale dipende dalla classe d'uso secondo la tabella 2.4.II,
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento PVR associate a ciascuno degli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

Al fine di valutare la velocità delle onde S nei primi 30 metri sono state eseguite le

indagini sismiche di tipo MASW che analizzando la dispersione delle onde di Rayleigh hanno consentito di determinare il profilo verticale della VS e di conseguenza del parametro Vs equivalente sul sito dell'impianto.

In virtù della normativa vigente (Definizione dei terreni secondo l'Ordinanza 3519/06 – Categoria sismica), il territorio nazionale è suddiviso, sotto il profilo sismico, in quattro diverse categorie alle quali è associata un'accelerazione orizzontale massima:

Zona Sismica	Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (ag)
1	$ag > 0,25 \text{ g}$
2	$0,15 < ag \leq 0,25 \text{ g}$
3	$0,05 < ag \leq 0,15 \text{ g}$
4	$ag \leq 0,05 \text{ g}$

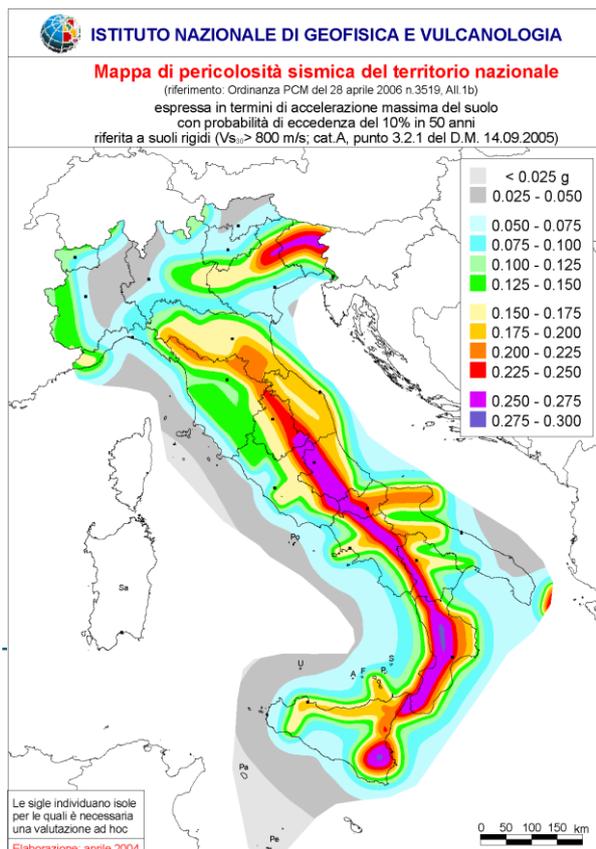
*Suddivisione delle zone sismiche in relazione all'accelerazione di picco su terreno rigido*

Secondo il predetto O.P.C.M., il territorio del Comune di Sennori, così come tutta la Regione Sardegna, viene classificato come “Zona 4”, a cui corrisponde un valore dell'accelerazione orizzontale di picco “ag”  $\leq 0.05\text{g}$ .

Le attuali Norme Tecniche per le Costruzioni (Decreto Ministeriale del 17/01/2018) hanno modificato il ruolo che la classificazione sismica aveva ai fini progettuali: per ciascuna zona – e

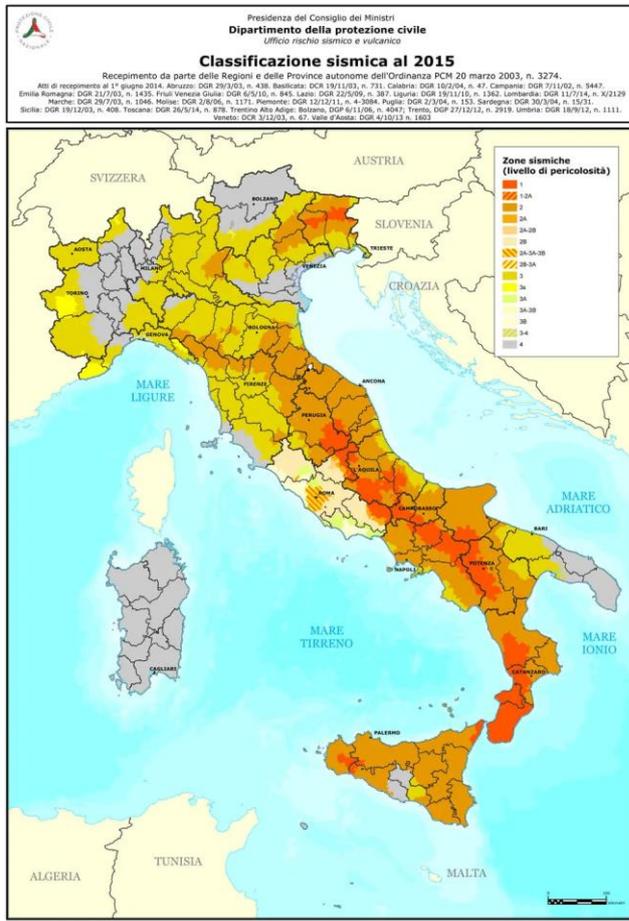
quindi territorio comunale – precedentemente veniva fornito un valore di [accelerazione di picco](#) e quindi di [spettro di risposta elastico](#) da utilizzare per il calcolo delle azioni sismiche.

Dal Gennaio 2018, con l'entrata in vigore delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018, per ogni costruzione ci si deve riferire ad una accelerazione di riferimento “propria” individuata sulla base delle coordinate geografiche dell'area di progetto e in funzione della [vita nominale](#) dell'opera. Un valore di



pericolosità di base, dunque, definito per ogni punto del territorio nazionale, su una maglia quadrata di 5 km di lato, indipendentemente dai confini amministrativi comunali.

La classificazione sismica (zona sismica di appartenenza del comune) rimane utile solo per la gestione della pianificazione e per il controllo del territorio da parte degli enti preposti (Regione, Genio civile, ecc.).



Il territorio comunale di Sennori, come già accennato, è incluso nell'elenco delle zone sismiche 4, con un valore di accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (ag) minore o uguale a 0.05. E' la zona meno pericolosa, dove i terremoti sono rari ed è facoltà delle Regioni prescrivere l'obbligo della progettazione antisismica.

Negli ultimi decenni non sono stati pochi i terremoti di energia non esattamente trascurabile localizzati in Sardegna oppure a poche decine di chilometri dalle sue coste con epicentro in mare. Il 18 giugno 1970, ad esempio, un terremoto di magnitudo Mw 4.8

localizzato nel Mare di Sardegna, alcune decine di chilometri a nord-ovest di Porto Torres, viene avvertito distintamente anche lungo le coste Liguri e in Costa Azzurra. Sette anni più tardi, il 28 agosto 1977, è la volta di un terremoto di magnitudo Mw 5.4 localizzato in mare, un centinaio di km a sud-ovest di Carloforte. Anche se la distanza è considerevole, la scossa viene avvertita in modo molto sensibile in tutta la Sardegna meridionale e provoca panico a Cagliari. Più di recente, il 26 aprile 2000, due forti scosse (la maggiore di magnitudo Mw 4.8) localizzate nel Tirreno centrale, poche decine di km a est di Olbia sono avvertite in gran parte dell'isola suscitando spavento lungo la costa nord orientale, in particolare a Olbia e Posada e il 24 Marzo 2006 a Capo Teulada con magnitudo 4.03.

Sono noti anche quelli che, tra i terremoti storicamente più antichi, quello del 4 giugno 1616 determinò danneggiamenti vari a edifici della Cagliari di allora e ad alcune torri costiere attorno a

Villasimius. Altri terremoti degni di nota (oltre ai primi registrati dall'Istituto Nazionale di Geofisica negli anni 1838 e 1870 rispettivamente del VI e V grado della scala Mercalli e successivamente il 17 Agosto 1771, sempre nella stessa area di  $4.3^\circ$ . Risalgono al 1948 (epicentro nel Canale di Sardegna, verso la Tunisia, VI grado della scala Mercalli) e al 1960 (V grado della scala Mercalli, con epicentro i dintorni di Tempio Pausania). Allora, i terremoti venivano registrati dall'Istituto Nazionale di Geofisica, e gli effetti venivano misurati soltanto con la scala Mercalli in quanto non esistevano strumentazioni per poter misurare la magnitudo.

E' opportuno soffermarsi su alcuni aspetti di carattere generale utili all'inquadramento del "problema sismico".

La propagazione delle onde sismiche verso la superficie è influenzata dalla deformabilità dei terreni attraversati. Per tale ragione gli accelerogrammi registrati sui terreni di superficie possono differire notevolmente da quelli registrati al tetto della formazione di base, convenzionalmente definita come substrato, nel quale le onde di taglio, che rappresentano la principale causa di trasmissione degli effetti delle azioni sismiche verso la superficie, si propagano con velocità maggiori o uguali a 800 m/sec.

Si può osservare in generale che nel caso in cui la "formazione di base" sia ricoperta da materiali poco deformabili e approssimativamente omogenei (es. calcari e calcareniti) gli accelerogrammi che si registrano al tetto della formazione di base non differiscono notevolmente da quelli registrati in superficie: inoltre in tale caso lo spessore dei terreni superficiali non influenza significativamente la risposta dinamica locale.

Nel caso in cui la formazione di base è ricoperta da materiali deformabili, gli accelerogrammi registrati sulla formazione in superficie possono differire notevolmente, in particolare le caratteristiche delle onde sismiche vengono modificate in misura maggiore all'aumentare della deformabilità dei terreni.

La trasmissione di energia dal bed rock verso la superficie subisce trasformazioni tanto più accentuate quanto più deformabili sono i terreni attraversati; all'aumentare della deformabilità alle alte frequenze di propagazione corrispondono livelli di energia più bassi e viceversa a frequenze più basse corrispondono livelli di energia più alti.

Il valore del periodo corrispondente alla massima accelerazione cresce quanto la rigidità dei terreni diminuisce; nel caso di rocce sciolte tale valore aumenta anche all'aumentare della potenza dello strato di terreno.

: Considerate le caratteristiche litotecniche e stratigrafiche dei terreni presenti, la velocità di propagazione delle onde sismiche secondarie è compresa tra 360 e 800 m/s; pertanto, la categoria sismica del suolo sarà la B.

Di seguito le coordinate assolute nel sistema UTM 33 WGS84 degli aerogeneratori:

<b>NOME</b>	<b>EST</b>	<b>NORD</b>	<b>Riferimenti catastali</b>
SEN-01	467572	4514323	Sennori-Foglio 24, p.lla: 39-38
SEN-02	468077	4514587	Sennori-Foglio 24, p.lla: 34
SEN-03	468245	4515046	Sennori-Foglio 21, p.lla: 39
SEN-04	468583	4515434	Sennori-Foglio 21, p.lle: 33
SEN-05	468479	4516040	Sennori-Foglio 21, p.lla: 75
SEN-06	468528	4516546	Sennori-Foglio 21, p.lla: 14
Edificio Consegna	468439	4516796	Sennori-Foglio 14, p.lla: 105

Tabella 1 - Coordinate assolute e riferimenti catastali degli aerogeneratori

- Classe d'uso: Quarta (Punto 2.4.2 del D.M. 17/01/2018);
- categoria di suolo: B (Punto 3.2.2 del D.M. 17/01/2018);
- vita nominale  $\geq 100$  anni (Punto 2.4.1 del D.M. 17/01/2018);
- categoria topografica: T2 (Tabella 3.2.IV del D.M. 17/01/2018);
- coefficiente di amplificazione topografica: 1,0 (Tabella 3.2.VI del D.M. 17/01/2018).

## 4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per quanto riguarda la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni, per questo livello di progettazione, si rimanda alla relazione Geotecnica “SEN-PD-R18-00\_Relazione Geotecnica”

A seguito delle indagini eseguite nella presente fase progettuale, l'area interessata dal Parco Eolico, dal punto di vista dei terreni di fondazione, ricade all'interno di due unità litologiche che lapidee il cui grado di compattezza varia molto in base al grado di cementazione ed alterazione.

L'area interessata dal Parco Eolico, dal punto di vista dei terreni di fondazione, ricade all'interno di unità le cui caratteristiche fisico-meccaniche variano in base alla natura litologica, al grado di cementazione ed alterazione. I tipi litologici sono:

### **Depositi terrigeni continentali:**

Il peso dell'unità di volume ( $\gamma$ ) è compreso tra 17.1 e 18.1 KN/m<sup>3</sup>,  $c' = 0-10$  KPa, l'angolo di attrito in condizioni drenate  $\phi' = 18-22^\circ$ ;

### **Depositi carbonatici marini:**

- Facies Calcareniti e calciruditi algali

Il peso dell'unità di volume ( $\gamma$ ) è compreso tra 18.5 e 19.6 KN/m<sup>3</sup>,  $c' = 10-19$  KPa, l'angolo di attrito in condizioni drenate  $\phi' = 29-34^\circ$ ;

- Facies Arenarie

Il peso dell'unità di volume ( $\gamma$ ) è compreso tra 19.7 e 20.2 KN/m<sup>3</sup>,  $c' = 15-21$  KPa, l'angolo di attrito in condizioni drenate  $\phi' = 32-35^\circ$ ;

### **Depositi vulcano-sedimentari:**

si tratta di depositi detritici di origine vulcanica in matrice vulcanica aventi la granulometria della sabbia grossa.

Per la caratterizzazione litotecnica, è stata presa in considerazione la parte alterata della formazione. I parametri geotecnici desunti da risultati reperibili in letteratura sono i seguenti:

- Facies sabbioso detritica: il peso dell'unità di volume ( $\gamma$ ) è compreso tra 17.7 e 18.5 KN/m<sup>3</sup>,  $c'$  (coesione drenata) è compresa tra 5 e 15 KPa, l'angolo di attrito in condizioni drenate  $\phi' = 27-32^\circ$ ;

### **Lave basaltico-andesitiche-riolitiche:**

Il peso dell'unità di volume ( $\gamma$ ) è compreso tra 19.3 e 20.6 KN/m<sup>3</sup>,  $c' = 20-50$  KPa,

l'angolo di attrito in condizioni drenate  $\varphi' = 32-36^\circ$ ; la resistenza a compressione  $\sigma = 30-120$  Mpa

## 5. DESCRIZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE AEROGENERATORI

La scelta della tipologia delle fondazioni sarà effettuata a seguito delle indagini geologiche esecutive.

Allo stato delle informazioni contenute nello studio geologico risultano proponibili sia le fondazioni indirette su pali che dirette superficiali.

Nel presente paragrafo sarà descritta la fondazione tipo degli aerogeneratori con rotore di diametro fino a 163,0 m. per un'altezza complessiva di 200,00 m. Le caratteristiche geotecniche dei terreni consentiranno nella fase di progettazione esecutiva ed a seguito delle indagini geologiche esecutive di scegliere la corretta tipologia di fondazione. I plinti presenteranno forma circolare ed 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. In ogni caso in questa sede si riportano i dimensionamenti di massima di entrambe le tipologie fondali: fondazione diretta e fondazione indiretta su pali.

### 5.1 CASO A - FONDAZIONE DIRETTA

Come risulta dal calcolo di predimensionamento, la fondazione di tipo diretto è costituita da un plinto circolare avente **diametro pari a 25m**. Questo presenta una suola di forma troncoconica, con altezza pari a 0,80m al bordo esterno e pari a 2,55m in corrispondenza della parte centrale, ad un raggio di 3,00m. Al centro del plinto è presente un colletto cilindrico di raggio pari a 3,00m che si eleva sulla suola di ulteriori 0,60m per un'altezza complessiva pari a 3,15m.

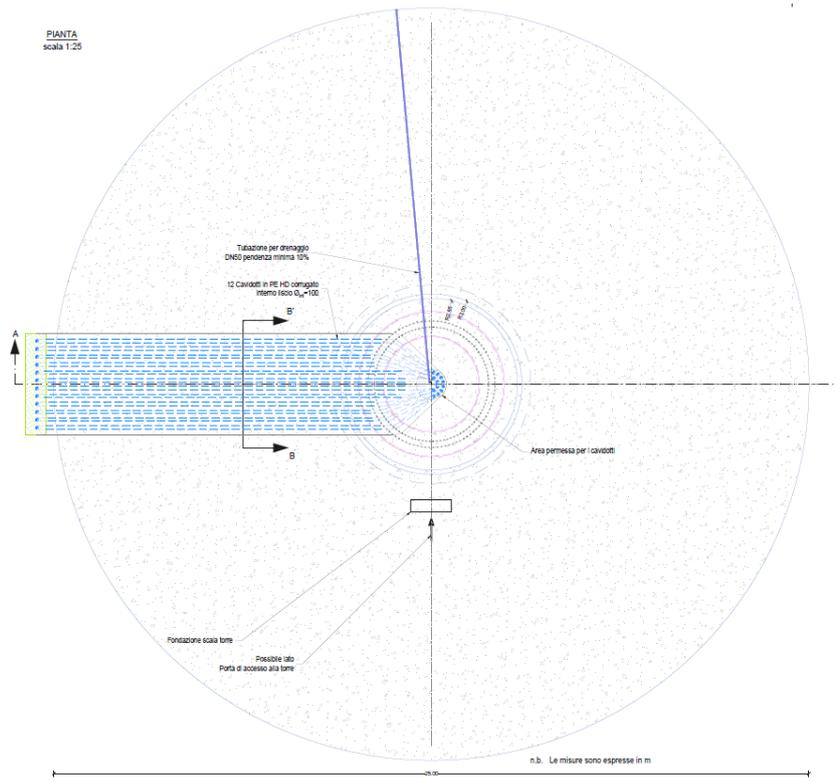


Figura 1 - Pianta del plinto diretto

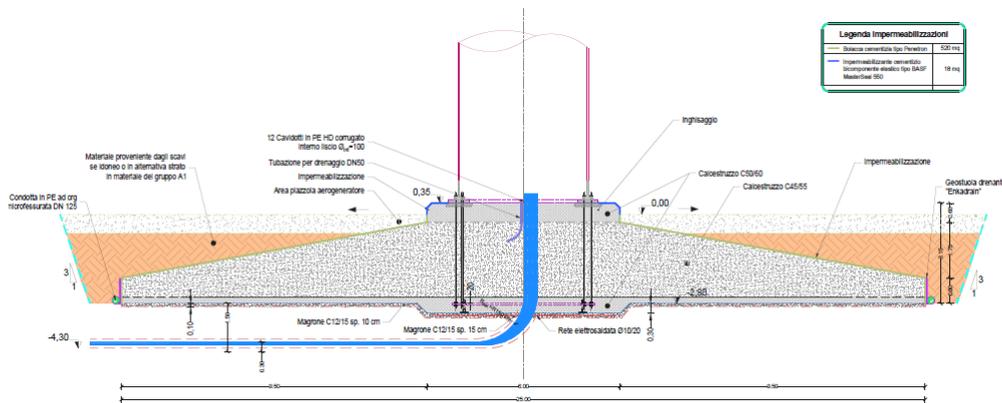


Figura 2 - Sezione del plinto diretto

## 5.2 CASO B - FONDAZIONE INDIRETTA

Il dimensionamento delle fondazioni sarà effettuato sulla base dei parametri geotecnici derivanti dalle prove in sito e di laboratorio su campioni indisturbati prelevati nel corso di appositi sondaggi in fase di progettazione esecutiva.

In via esemplificativa, fermo restando che la scelta sarà effettuata in fase di progettazione esecutiva, di seguito si riporta lo schema di una fondazione su pali.

La fondazione indiretta sarà ipotizzata costituita da un plinto circolare, avente **diametro pari a 20,00m**, a sezione trapezia con altezza al bordo pari a 1,85m e 2,55 m in

corrispondenza della parte centrale. Inoltre, nella parte centrale del plinto è presente un colletto circolare di raggio pari a 3,00 m, che si eleva sulla suola di fondazione altri 60 cm, per uno spessore totale di 3,15 m. posto su un numero di pali ipotizzato pari a 26 di diametro  $\Phi 1000$  e lunghezza 30,00 m.

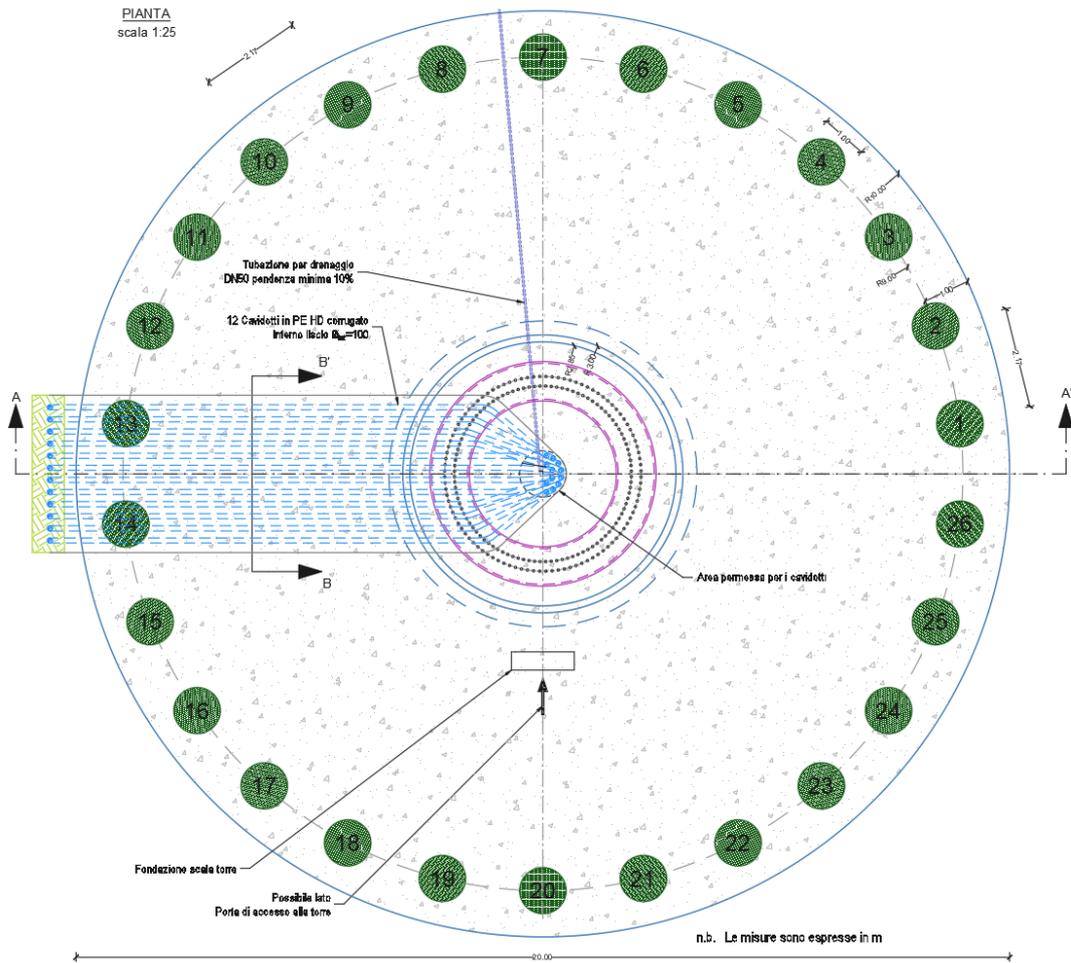


Figura 3 - Pianta del plinto con indicazione dei pali di fondazione (n.26 del diametro 1000mm)



## 6. AZIONI AGENTI SULLE FONDAZIONI DEGLI AEROGENERATORI

Il calcolo delle fondazioni delle torri di sostegno dell'aerogeneratore è eseguito sulla base delle sollecitazioni massime previste dalla IEC 61400-1. Tali carichi sono dati con riferimento all'intersezione dell'asse all'estradosso dell'opera di fondazione secondo quanto riportato nella seguente figura.

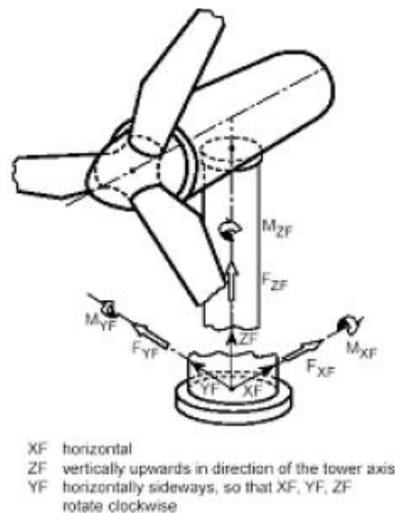


Figura 5 - Sistema di coordinate per le sollecitazioni al nodo torre-plinto

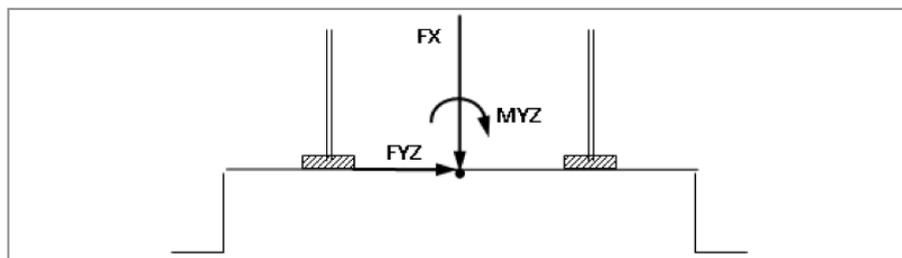


Figura 6 - Sistema di coordinate per le sollecitazioni al nodo torre-plinto

L'azione dimensionante per la tipologia di struttura esaminata è sostanzialmente quella del vento. Il carico dovuto alla neve non verrà considerato in quanto non esistono reali possibilità di accumulo significativo di neve sia sulla navicella che sulle pale, mentre l'azione sismica non verrà considerata visto che non è dimensionante nelle verifiche che saranno effettuate. Si rimanda al successivo livello di progettazione per una valutazione completa.

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.

## 6.1 AZIONE SECONDO LA NORMA IEC61400

Nel caso in esame i carichi “Extreme Loads” e “Production Loads” adottati per il predimensionamento della fondazione sono di seguito riportati.

### 6.1.1 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 e confermata dal calcolista della struttura in elevazione ed è riassunta nelle seguenti tabelle, tratte dai documenti forniti dal produttore delle torri, 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).

Extreme load

Azioni SLU amplificate con i coefficienti di sicurezza secondo le norme IEC						
Lead	LC/Family	IEC PLF	F <sub>x</sub>	F <sub>yz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>yz</sub>
LC	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN m]	[kN m]
8.1	IEC_Ed3_NCV_00_08010000 Max Fz	1,50	<b>9.795</b>	136	-950	14.844
1.3	IEC_Ed3_NCV_60_01030000 Max Fr	1,35	8.881	<b>1.528</b>	1.185	156.377
1.4	IEC_Ed3_NCV_60_01040000 Max Mz	1,35	8.592	338	<b>11.541</b>	53.032
1.3	IEC_Ed3_NCV_60_01030000 Max Mr	1,35	8.994	1.394	-1.653	<b>158.914</b>

Azioni SLU non amplificate						
Lead	LC/Family	IEC PLF	F <sub>x</sub>	F <sub>yz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>yz</sub>
LC	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN m]	[kN m]
8.1	IEC_Ed3_NCV_00_08010000 Max Fz	1,50	<b>6.530</b>	91	-633	9.896
1.3	IEC_Ed3_NCV_60_01030000 Max Fr	1,35	6.579	<b>1.132</b>	878	115.835
1.4	IEC_Ed3_NCV_60_01040000 Max Mz	1,35	6.364	250	<b>8.549</b>	39.283
1.3	IEC_Ed3_NCV_60_01030000 Max Mr	1,35	6.662	1.033	-1.224	<b>117.714</b>

### 6.1.2 Azione del vento in esercizio

L'azione del vento agli stati limite di esercizio che agisce sulla torre secondo quanto disposto dalla norma IEC 61400 è stata calcolata dal produttore delle torri e confermata dal calcolista della struttura in elevazione; di seguito una tabella riassuntiva delle azioni.

Azioni SLE				
LC/Family	F <sub>x</sub>	F <sub>yz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>yz</sub>
[-]	[kN]	[kN]	[kN m]	[kN m]
Characteristic load	6.662	1.033	-1.224	117.714
Permanent load	6.902	875	2.739	97.465

### 6.1.3 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 e riassunte nella seguente tabella per  $m=7$ .

Damage-equivalent load range for fatigue loads					
N	m	FXTB kN	FZTB kN	MXTB kNm	MYTB kNm
1.00E+07	7	138	501	5763	44116
gamma-f - FAT		1.0	1.0	1.0	1.0
Mean load		6553	482	60	56134

## 6.2 COMBINAZIONI DI CALCOLO

Per la verifica degli elementi strutturali 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.

Per ognuna delle quattro condizioni di carico, le sollecitazioni sono state combinate secondo quanto previsto al punto 2.5.3 del D.M. 17/01/2018:

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):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \dots$$

- 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, 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: azioni che 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.

In tale equazione, 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 della normativa tecnica di riferimento D.M. 17/01/2018.

Per la verifica degli elementi strutturali del nodo torre/plinto di fondazione e per la verifica delle fondazioni, alle sollecitazioni sopra riportate, sono stati applicati i fattori parziali di sicurezza sotto elencati, riportati nella tabella 6.2.I del D.M. 17 gennaio 2018.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

I calcoli delle strutture e degli impianti devono consentire di determinare tutti gli elementi dimensionali, dimostrandone la piena compatibilità con l'aspetto architettonico ed impiantistico e più in generale con tutti gli altri aspetti del progetto. I calcoli delle strutture comprendono i criteri di impostazione del calcolo, le azioni, i criteri di verifica e la definizione degli elementi strutturali principali che interferiscono con l'aspetto architettonico e con le altre categorie di opere.

L'elaborato in oggetto definisce i criteri di verifica adottati e riporta le relative verifiche complete già in questa prima fase di progettazione definitiva, seppur non di sua propria competenza, per soddisfare i requisiti di sicurezza previsti dalla normativa tecnica vigente per la costruzione delle nuove opere.

### 6.3 APPLICAZIONE DEI CARICHI

Le sollecitazioni trasmesse dalla torre alla fondazione per le varie condizioni di carico sono state riassunte nella seguente tabella.

AZIONI ALLA SOMMITA' DELLA FONDAZIONE comprehensive del peso proprio della torre										
	IEC_Ed3_NC V LC_0801 max Fz	IEC_Ed3_NC V LC_0103 max Fr	IEC_Ed3_NC V LC_0104 max Mz	IEC_Ed3_NC V LC_0104 max Mr	DM vento	Sismic load	SLS_CH IEC production Characteristic	SLS_IEC Permanent loads	Fatigue Load Min	Fatigue Load Max
$F_{yz}$ (KN)	91	1.132	250	1.033	1.193	368	1.033	875	232	733
$M_{yz}$ (KN m)	9.896	117.671	39.283	117.714	92.378	14.794	117.714	97.465	34.076	78.192
$M_x$ (KN m)	-633	878	8.549	-1.224	0	566	-1.224	2.739	-2.822	2.942
$F_x$ (KN)	6.530	6.579	6.364	6.662	6.530	6.597	6.662	6.902	6.484	6.622

Tali azioni sono comprehensive del peso proprio della turbina e della torre metallica che risulta pari a circa 6.410 KN.

### 6.3.1 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:

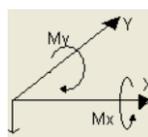
	WTG Load	IEC_Ed3_ NCV LC_0104 max Mr SLS_GH	IEC production Characteristi	SLS_IEC Permanent loads	Fatigue Load Min	Fatigue Load Max
$F_{ris}$ (KN)	0,00	1.032,59	1.032,59	875,00	231,50	732,50
$M_{ris}$ (KN m)	0,00	117.714,07	117.714,07	97.465,00	34.076,00	78.192,00
$M_z$	0,00	-1.224,44	-1.224,44	2.739,00	-2.821,50	2.941,50
$F_z$	-6410,00	-252,22	-252,22	-492,00	-74,00	-212,00
$\gamma$	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00

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

	SLU	Comb. rara	Comb. QP	fatica minimi	fatica massimi
$F_{ris}$ (KN)	1.548,89	1.032,59	875,00	231,50	732,50
$M_{ris}$ (KN m)	176.571,11	117.714,07	97.465,00	34.076,00	78.192,00
$M_z$	-1.836,67	-1.224,44	2.739,00	-2.821,50	2.941,50
$F_z$	-8.711,33	-6.662,22	-6.902,00	-6.484,00	-6.622,00

### 6.3.2 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)
$\Delta C$	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	-6.410,00

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

Peso proprio WTG				
i	$\alpha$	$x_i$	$y_i$	$P_z$
1	0,00	2,00	0,00	267,08
2	15,00	1,93	0,52	267,08
3	30,00	1,73	1,00	267,08
4	45,00	1,41	1,41	267,08
5	60,00	1,00	1,73	267,08
6	75,00	0,52	1,93	267,08
7	90,00	0,00	2,00	267,08
8	105,00	-0,52	1,93	267,08
9	120,00	-1,00	1,73	267,08
10	135,00	-1,41	1,41	267,08
11	150,00	-1,73	1,00	267,08
12	165,00	-1,93	0,52	267,08
13	180,00	-2,00	0,00	267,08
14	195,00	-1,93	-0,52	267,08
15	210,00	-1,73	-1,00	267,08
16	225,00	-1,41	-1,41	267,08
17	240,00	-1,00	-1,73	267,08
18	255,00	-0,52	-1,93	267,08
19	270,00	0,00	-2,00	267,08
20	285,00	0,52	-1,93	267,08
21	300,00	1,00	-1,73	267,08
22	315,00	1,41	-1,41	267,08
23	330,00	1,73	-1,00	267,08
24	345,00	1,93	-0,52	267,08

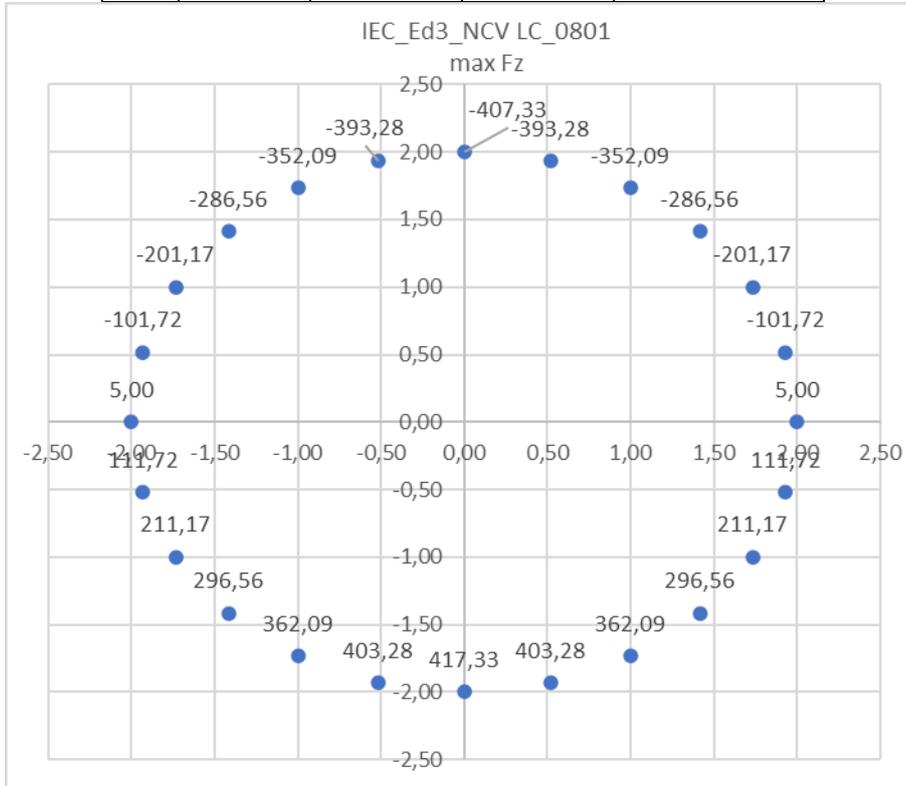
Per la condizione "IEC\_Ed3\_NCV LC\_0801 max Fz", si è considerata la seguente sollecitazione risultante:

$F_{ris}$ (KN)	$M_{ris}$ (KN m)	$M_z$ (KN m)	$F_z$ (KN)
90,67	9.896,00	-633,33	120,00

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

IEC_Ed3_NCV LC_0801 max Fz				
i	$\alpha$	$x_i$	$y_i$	$P_z$
1	0,00	2,00	0,00	5,00
2	15,00	1,93	0,52	-101,72
3	30,00	1,73	1,00	-201,17
4	45,00	1,41	1,41	-286,56
5	60,00	1,00	1,73	-352,09
6	75,00	0,52	1,93	-393,28
7	90,00	0,00	2,00	-407,33
8	105,00	-0,52	1,93	-393,28
9	120,00	-1,00	1,73	-352,09
10	135,00	-1,41	1,41	-286,56
11	150,00	-1,73	1,00	-201,17
12	165,00	-1,93	0,52	-101,72
13	180,00	-2,00	0,00	5,00
14	195,00	-1,93	-0,52	111,72
15	210,00	-1,73	-1,00	211,17
16	225,00	-1,41	-1,41	296,56
17	240,00	-1,00	-1,73	362,09
18	255,00	-0,52	-1,93	403,28

19	270,00	0,00	-2,00	417,33
20	285,00	0,52	-1,93	403,28
21	300,00	1,00	-1,73	362,09
22	315,00	1,41	-1,41	296,56
23	330,00	1,73	-1,00	211,17
24	345,00	1,93	-0,52	111,72

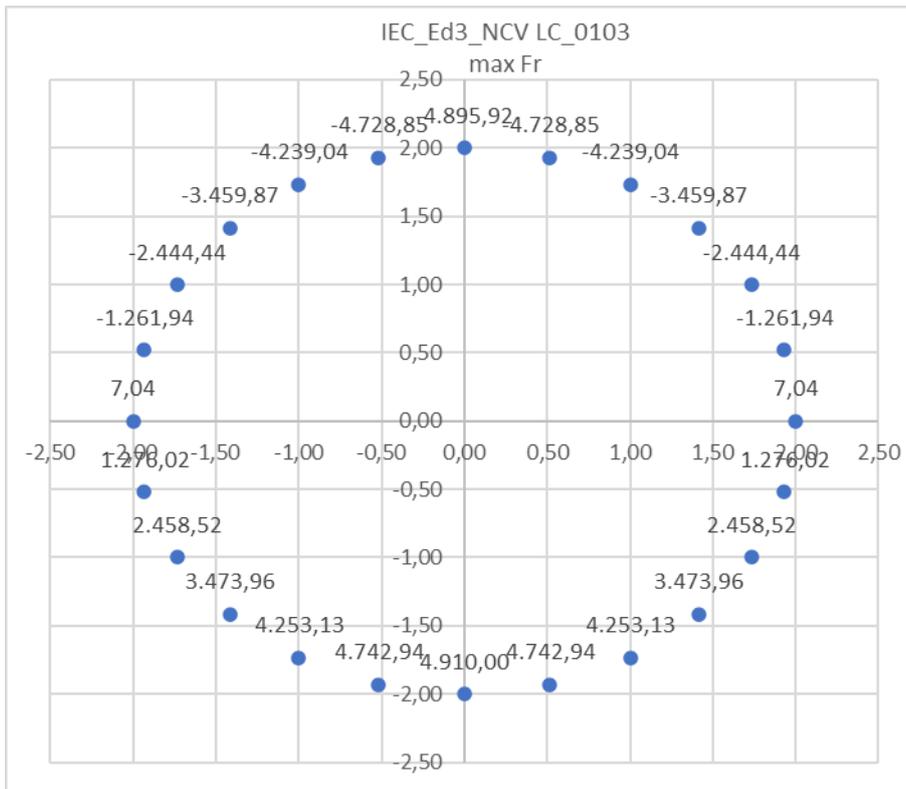


Per la condizione "TEC\_Ed3\_NCV LC\_0103 max Fr", si è considerata la seguente sollecitazione risultante:

$F_{ris}$ (KN)	$M_{ris}$ (KN m)	$M_z$ (KN m)	$F_z$ (KN)
1.132,00	117.671,00	878,00	169,00

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

IEC_Ed3_NCV LC_0103 max Fr				
i	$\alpha$	$x_i$	$y_i$	Pz
1	0,00	2,00	0,00	7,04
2	15,00	1,93	0,52	-1.261,94
3	30,00	1,73	1,00	-2.444,44
4	45,00	1,41	1,41	-3.459,87
5	60,00	1,00	1,73	-4.239,04
6	75,00	0,52	1,93	-4.728,85
7	90,00	0,00	2,00	-4.895,92
8	105,00	-0,52	1,93	-4.728,85
9	120,00	-1,00	1,73	-4.239,04
10	135,00	-1,41	1,41	-3.459,87
11	150,00	-1,73	1,00	-2.444,44
12	165,00	-1,93	0,52	-1.261,94
13	180,00	-2,00	0,00	7,04
14	195,00	-1,93	-0,52	1.276,02
15	210,00	-1,73	-1,00	2.458,52
16	225,00	-1,41	-1,41	3.473,96
17	240,00	-1,00	-1,73	4.253,13
18	255,00	-0,52	-1,93	4.742,94
19	270,00	0,00	-2,00	4.910,00
20	285,00	0,52	-1,93	4.742,94
21	300,00	1,00	-1,73	4.253,13
22	315,00	1,41	-1,41	3.473,96
23	330,00	1,73	-1,00	2.458,52
24	345,00	1,93	-0,52	1.276,02

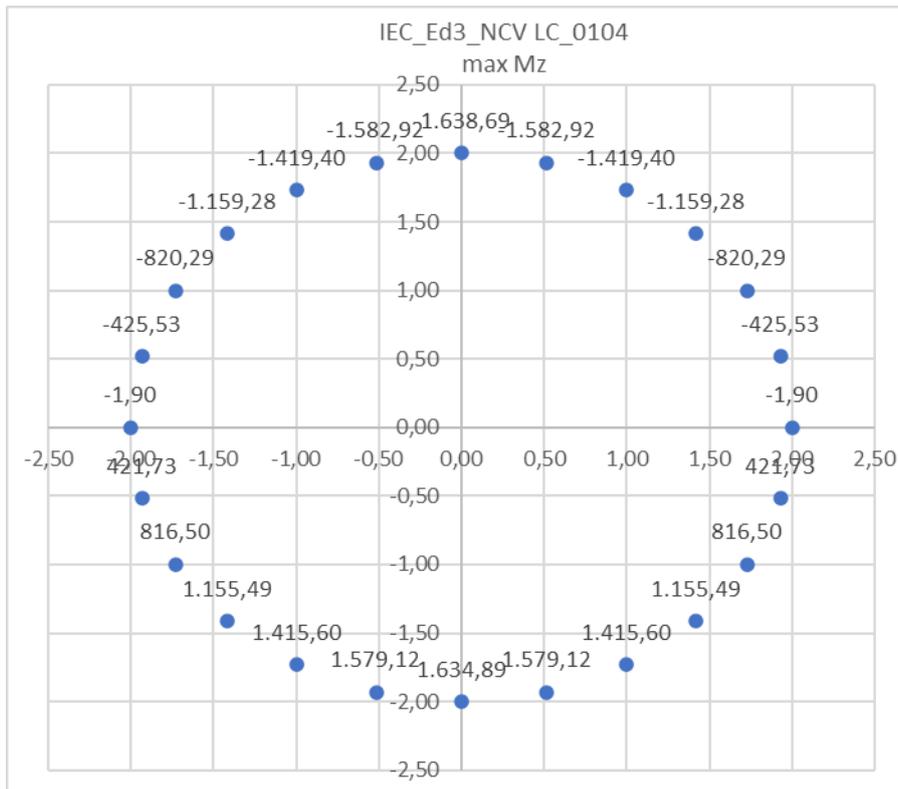


Per la condizione “IEC\_Ed3\_NCV LC\_0104 max Mz”, si è considerata la seguente sollecitazione risultante:

$F_{ris}$ (KN)	$M_{ris}$ (KN m)	$M_z$ (KN m)	$F_z$ (KN)
250,37	39.282,96	8.548,89	-45,56

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

IEC_Ed3_NCV LC_0104 max Mz				
i	$\alpha$	$x_i$	$y_i$	$P_z$
1	0,00	2,00	0,00	-1,90
2	15,00	1,93	0,52	-425,53
3	30,00	1,73	1,00	-820,29
4	45,00	1,41	1,41	-1.159,28
5	60,00	1,00	1,73	-1.419,40
6	75,00	0,52	1,93	-1.582,92
7	90,00	0,00	2,00	-1.638,69
8	105,00	-0,52	1,93	-1.582,92
9	120,00	-1,00	1,73	-1.419,40
10	135,00	-1,41	1,41	-1.159,28
11	150,00	-1,73	1,00	-820,29
12	165,00	-1,93	0,52	-425,53
13	180,00	-2,00	0,00	-1,90
14	195,00	-1,93	-0,52	421,73
15	210,00	-1,73	-1,00	816,50
16	225,00	-1,41	-1,41	1.155,49
17	240,00	-1,00	-1,73	1.415,60
18	255,00	-0,52	-1,93	1.579,12
19	270,00	0,00	-2,00	1.634,89
20	285,00	0,52	-1,93	1.579,12
21	300,00	1,00	-1,73	1.415,60
22	315,00	1,41	-1,41	1.155,49
23	330,00	1,73	-1,00	816,50
24	345,00	1,93	-0,52	421,73

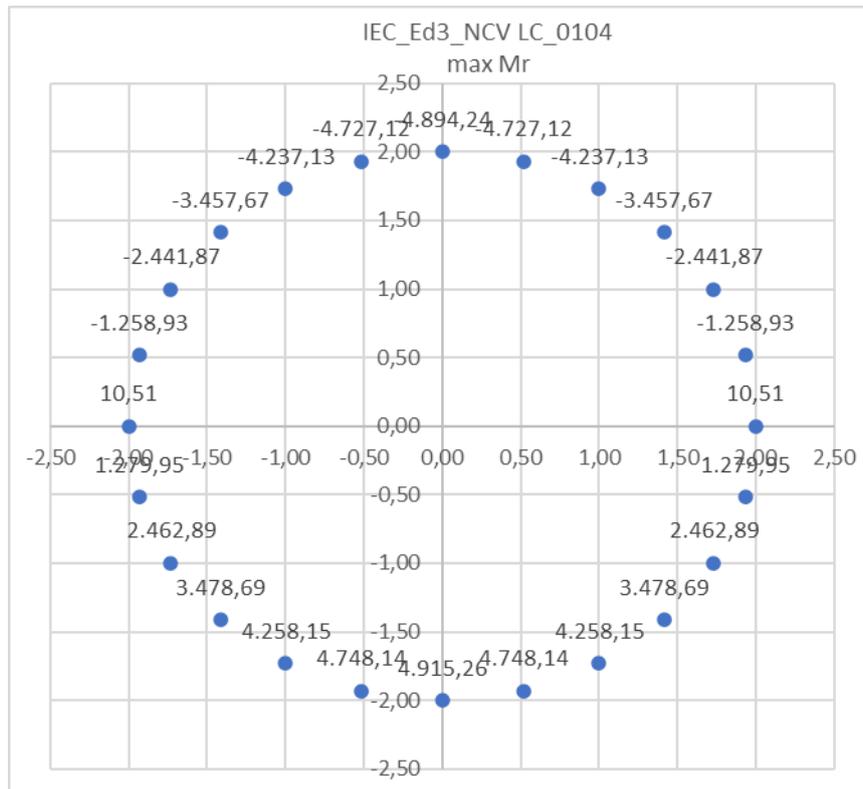


Per la condizione “IEC\_Ed3\_NCV LC\_0104 max Mr”, si è considerata la seguente sollecitazione risultante:

$F_{ris}$ (KN)	$M_{ris}$ (KN m)	$M_z$ (KN m)	$F_z$ (KN)
1.032,59	117.714,07	-1.224,44	252,22

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

IEC_Ed3_NCV LC_0104 max Mr				
i	$\alpha$	$x_i$	$y_i$	$P_z$
1	0,00	2,00	0,00	10,51
2	15,00	1,93	0,52	-1.258,93
3	30,00	1,73	1,00	-2.441,87
4	45,00	1,41	1,41	-3.457,67
5	60,00	1,00	1,73	-4.237,13
6	75,00	0,52	1,93	-4.727,12
7	90,00	0,00	2,00	-4.894,24
8	105,00	-0,52	1,93	-4.727,12
9	120,00	-1,00	1,73	-4.237,13
10	135,00	-1,41	1,41	-3.457,67
11	150,00	-1,73	1,00	-2.441,87
12	165,00	-1,93	0,52	-1.258,93
13	180,00	-2,00	0,00	10,51
14	195,00	-1,93	-0,52	1.279,95
15	210,00	-1,73	-1,00	2.462,89
16	225,00	-1,41	-1,41	3.478,69
17	240,00	-1,00	-1,73	4.258,15
18	255,00	-0,52	-1,93	4.748,14
19	270,00	0,00	-2,00	4.915,26
20	285,00	0,52	-1,93	4.748,14
21	300,00	1,00	-1,73	4.258,15
22	315,00	1,41	-1,41	3.478,69
23	330,00	1,73	-1,00	2.462,89
24	345,00	1,93	-0,52	1.279,95

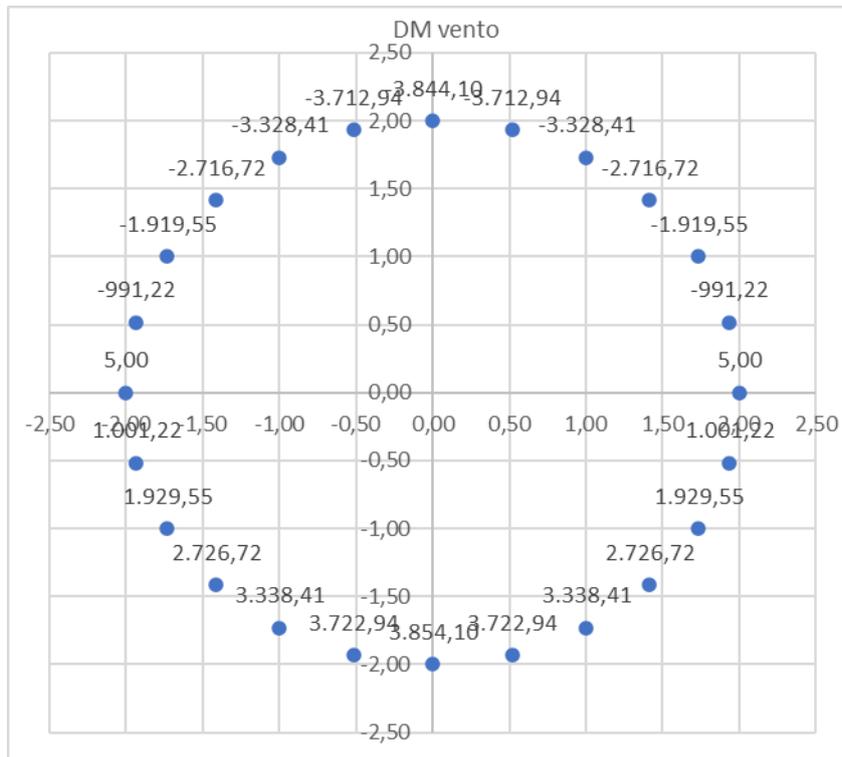


Per la condizione “DM Vento”, si è considerata la seguente sollecitazione risultante:

F <sub>ris</sub> (KN)	M <sub>ris</sub> (KN m)	M <sub>z</sub> (KN m)	F <sub>z</sub> (KN)
1.193,06	92.378,28	0,00	120,00

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

DM Vento				
i	α	x <sub>i</sub>	y <sub>i</sub>	P <sub>z</sub>
1	0,00	2,00	0,00	5,00
2	15,00	1,93	0,52	-991,22
3	30,00	1,73	1,00	-1.919,55
4	45,00	1,41	1,41	-2.716,72
5	60,00	1,00	1,73	-3.328,41
6	75,00	0,52	1,93	-3.712,94
7	90,00	0,00	2,00	-3.844,10
8	105,00	-0,52	1,93	-3.712,94
9	120,00	-1,00	1,73	-3.328,41
10	135,00	-1,41	1,41	-2.716,72
11	150,00	-1,73	1,00	-1.919,55
12	165,00	-1,93	0,52	-991,22
13	180,00	-2,00	0,00	5,00
14	195,00	-1,93	-0,52	1.001,22
15	210,00	-1,73	-1,00	1.929,55
16	225,00	-1,41	-1,41	2.726,72
17	240,00	-1,00	-1,73	3.338,41
18	255,00	-0,52	-1,93	3.722,94
19	270,00	0,00	-2,00	3.854,10
20	285,00	0,52	-1,93	3.722,94
21	300,00	1,00	-1,73	3.338,41
22	315,00	1,41	-1,41	2.726,72
23	330,00	1,73	-1,00	1.929,55
24	345,00	1,93	-0,52	1.001,22

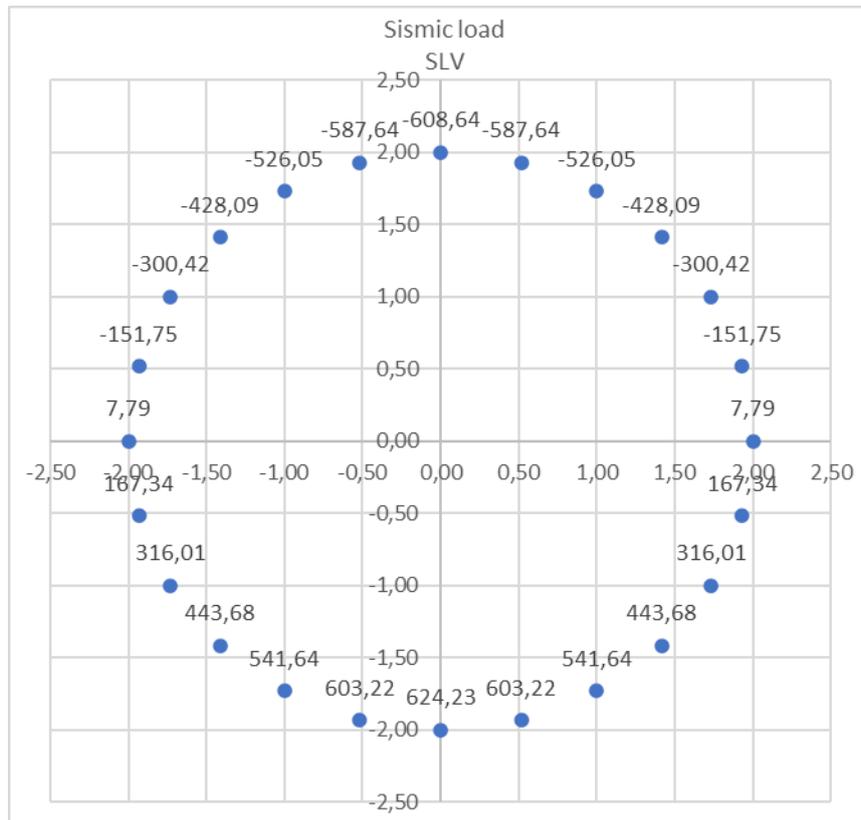


Per la condizione “Sismic load SLV”, si è considerata la seguente sollecitazione risultante:

F <sub>ris</sub> (KN)	M <sub>ris</sub> (KN m)	M <sub>z</sub> (KN m)	F <sub>z</sub> (KN)
368,07	14.794,39	566,00	187,03

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

Sismic load SLV				
i	α	x <sub>i</sub>	y <sub>i</sub>	P <sub>z</sub>
1	0,00	2,00	0,00	7,79
2	15,00	1,93	0,52	-151,75
3	30,00	1,73	1,00	-300,42
4	45,00	1,41	1,41	-428,09
5	60,00	1,00	1,73	-526,05
6	75,00	0,52	1,93	-587,64
7	90,00	0,00	2,00	-608,64
8	105,00	-0,52	1,93	-587,64
9	120,00	-1,00	1,73	-526,05
10	135,00	-1,41	1,41	-428,09
11	150,00	-1,73	1,00	-300,42
12	165,00	-1,93	0,52	-151,75
13	180,00	-2,00	0,00	7,79
14	195,00	-1,93	-0,52	167,34
15	210,00	-1,73	-1,00	316,01
16	225,00	-1,41	-1,41	443,68
17	240,00	-1,00	-1,73	541,64
18	255,00	-0,52	-1,93	603,22
19	270,00	0,00	-2,00	624,23
20	285,00	0,52	-1,93	603,22
21	300,00	1,00	-1,73	541,64
22	315,00	1,41	-1,41	443,68
23	330,00	1,73	-1,00	316,01
24	345,00	1,93	-0,52	167,34

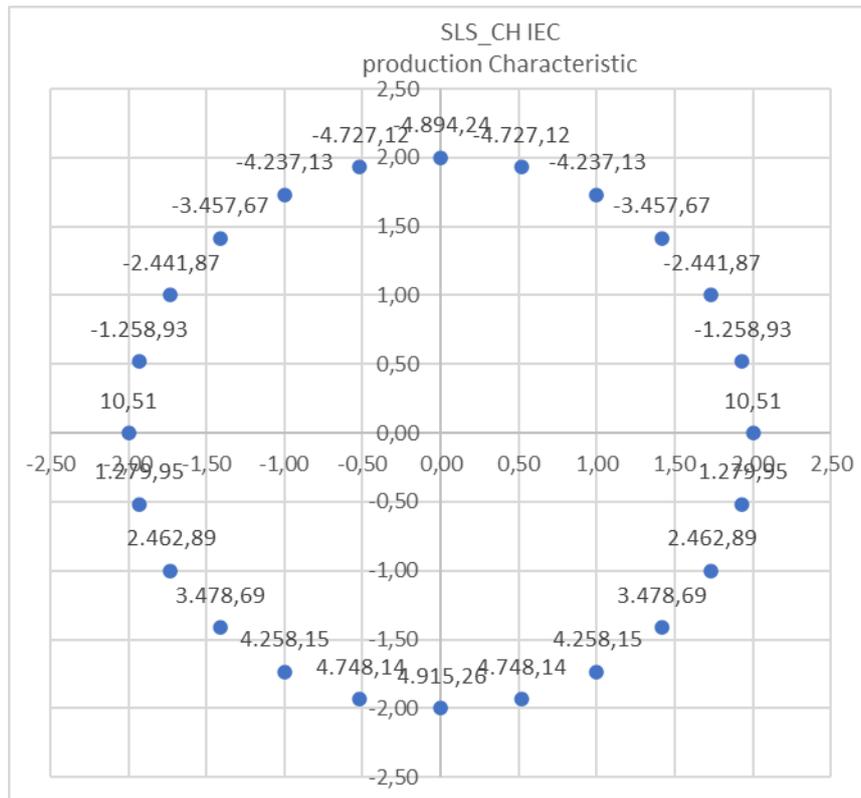


Per la condizione “SLS\_IEC Characteristic”, si è considerata la seguente sollecitazione risultante:

$F_{ris}$ (KN)	$M_{ris}$ (KN m)	$M_z$ (KN m)	$F_z$ (KN)
1.032,59	117.714,07	-1.224,44	252,22

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

SLS_IEC Characteristic				
i	$\alpha$	$x_i$	$y_i$	$P_z$
1	0,00	2,00	0,00	10,51
2	15,00	1,93	0,52	-1.258,93
3	30,00	1,73	1,00	-2.441,87
4	45,00	1,41	1,41	-3.457,67
5	60,00	1,00	1,73	-4.237,13
6	75,00	0,52	1,93	-4.727,12
7	90,00	0,00	2,00	-4.894,24
8	105,00	-0,52	1,93	-4.727,12
9	120,00	-1,00	1,73	-4.237,13
10	135,00	-1,41	1,41	-3.457,67
11	150,00	-1,73	1,00	-2.441,87
12	165,00	-1,93	0,52	-1.258,93
13	180,00	-2,00	0,00	10,51
14	195,00	-1,93	-0,52	1.279,95
15	210,00	-1,73	-1,00	2.462,89
16	225,00	-1,41	-1,41	3.478,69
17	240,00	-1,00	-1,73	4.258,15
18	255,00	-0,52	-1,93	4.748,14
19	270,00	0,00	-2,00	4.915,26
20	285,00	0,52	-1,93	4.748,14
21	300,00	1,00	-1,73	4.258,15
22	315,00	1,41	-1,41	3.478,69
23	330,00	1,73	-1,00	2.462,89
24	345,00	1,93	-0,52	1.279,95



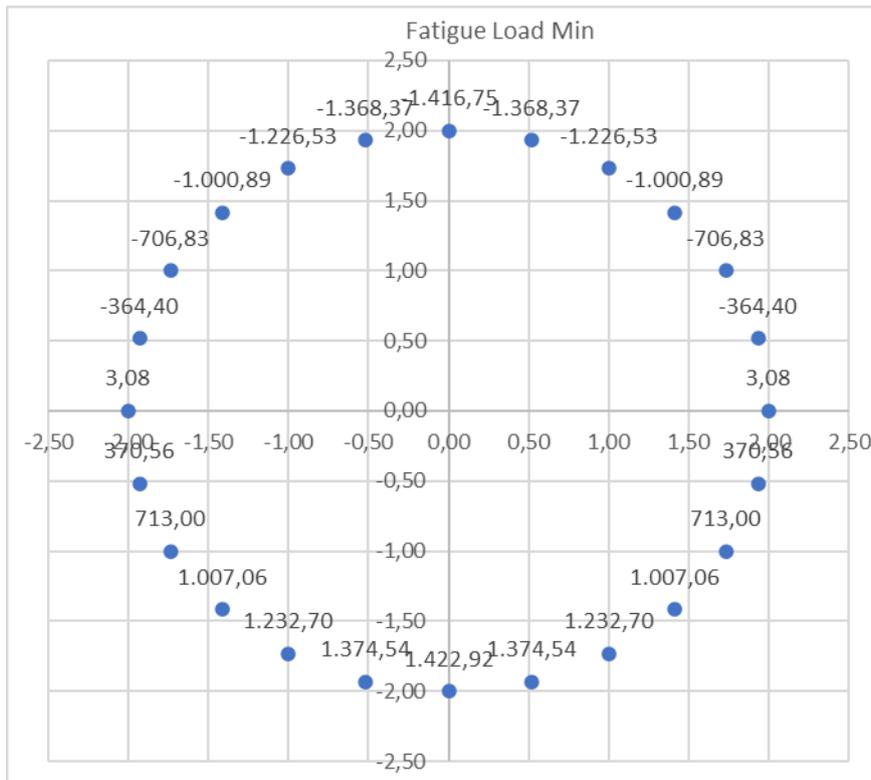
Per la condizione “SLS IEC Permanet load”, si è considerata la seguente sollecitazione risultante:

$F_{ris}$ (KN)	$M_{ris}$ (KN m)	$M_z$ (KN m)	$F_z$ (KN)
875,00	97.465,00	2.739,00	492,00

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

SLS IEC Permanet load				
i	$\alpha$	$x_i$	$y_i$	$P_z$
1	0,00	2,00	0,00	20,50
2	15,00	1,93	0,52	-1.030,57
3	30,00	1,73	1,00	-2.010,02
4	45,00	1,41	1,41	-2.851,09
5	60,00	1,00	1,73	-3.496,47
6	75,00	0,52	1,93	-3.902,17
7	90,00	0,00	2,00	-4.040,54
8	105,00	-0,52	1,93	-3.902,17
9	120,00	-1,00	1,73	-3.496,47
10	135,00	-1,41	1,41	-2.851,09
11	150,00	-1,73	1,00	-2.010,02
12	165,00	-1,93	0,52	-1.030,57
13	180,00	-2,00	0,00	20,50
14	195,00	-1,93	-0,52	1.071,57
15	210,00	-1,73	-1,00	2.051,02
16	225,00	-1,41	-1,41	2.892,09
17	240,00	-1,00	-1,73	3.537,47
18	255,00	-0,52	-1,93	3.943,17
19	270,00	0,00	-2,00	4.081,54
20	285,00	0,52	-1,93	3.943,17
21	300,00	1,00	-1,73	3.537,47
22	315,00	1,41	-1,41	2.892,09
23	330,00	1,73	-1,00	2.051,02
24	345,00	1,93	-0,52	1.071,57



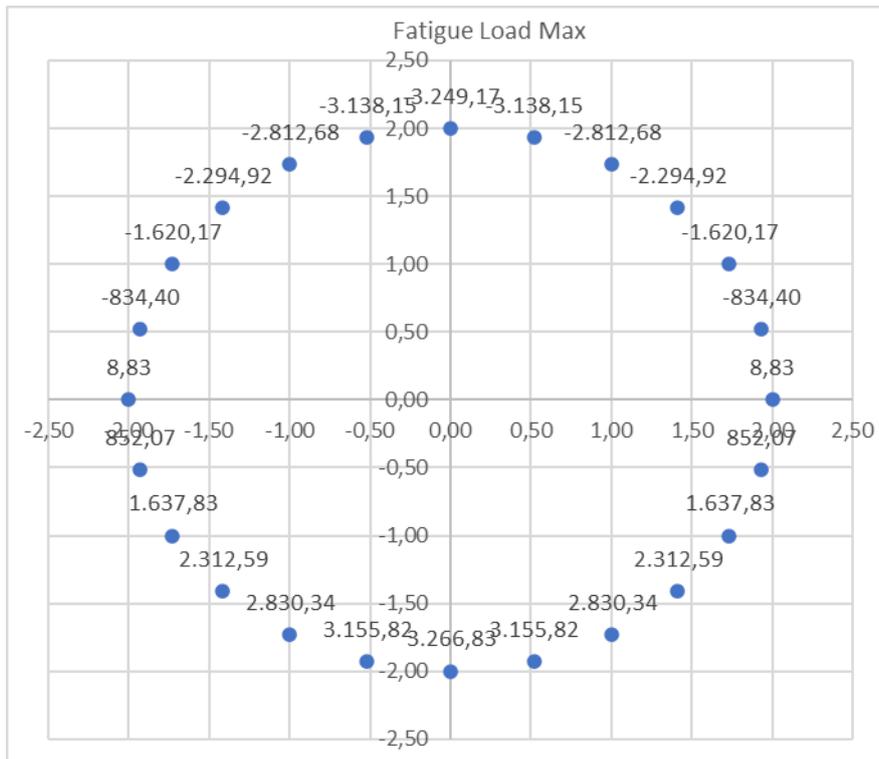


Per la condizione “Carichi a fatica massimi”, si è considerata la seguente sollecitazione risultante:

$F_{ris}$ (KN)	$M_{ris}$ (KN m)	$M_z$ (KN m)	$F_z$ (KN)
732,50	78.192,00	2.941,50	212,00

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

Carichi a fatica massimi				
i	$\alpha$	$x_i$	$y_i$	$P_z$
1	0,00	2,00	0,00	8,83
2	15,00	1,93	0,52	-834,40
3	30,00	1,73	1,00	-1.620,17
4	45,00	1,41	1,41	-2.294,92
5	60,00	1,00	1,73	-2.812,68
6	75,00	0,52	1,93	-3.138,15
7	90,00	0,00	2,00	-3.249,17
8	105,00	-0,52	1,93	-3.138,15
9	120,00	-1,00	1,73	-2.812,68
10	135,00	-1,41	1,41	-2.294,92
11	150,00	-1,73	1,00	-1.620,17
12	165,00	-1,93	0,52	-834,40
13	180,00	-2,00	0,00	8,83
14	195,00	-1,93	-0,52	852,07
15	210,00	-1,73	-1,00	1.637,83
16	225,00	-1,41	-1,41	2.312,59
17	240,00	-1,00	-1,73	2.830,34
18	255,00	-0,52	-1,93	3.155,82
19	270,00	0,00	-2,00	3.266,83
20	285,00	0,52	-1,93	3.155,82
21	300,00	1,00	-1,73	2.830,34
22	315,00	1,41	-1,41	2.312,59
23	330,00	1,73	-1,00	1.637,83
24	345,00	1,93	-0,52	852,07



## 7. CRITERI GENERALI DI CALCOLO

L'analisi FEM, eseguita tramite l'ausilio del Software dell'Aztec Informatica, API++12 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.

### 7.1 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.

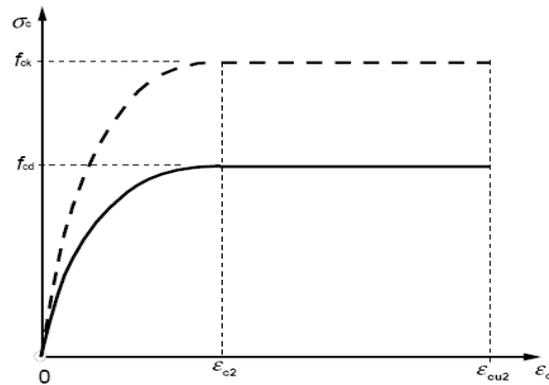
### 7.2 METODO DI VERIFICA SEZIONALE

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.

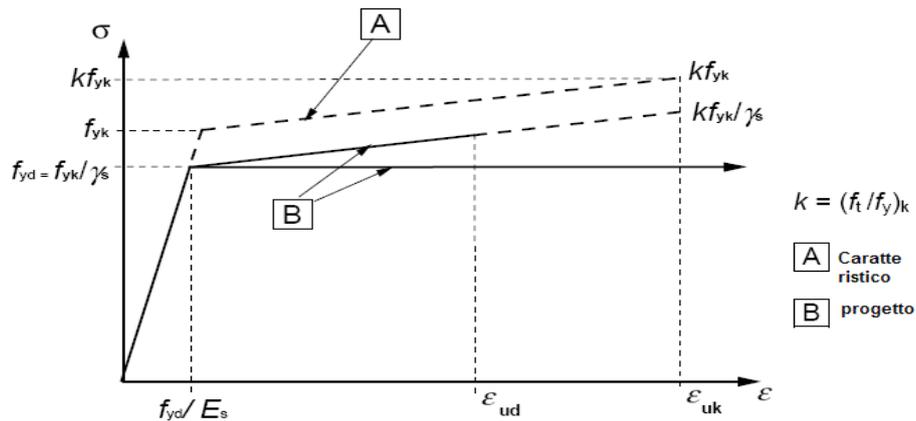
Le verifiche degli elementi bidimensionali sono state effettuate direttamente sullo stato tensionale ottenuto, per le azioni di tipo statico e di esercizio. Per le azioni dovute al sisma (ed in genere per le azioni che provocano elevata domanda di deformazione anelastica), le verifiche sono state effettuate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

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



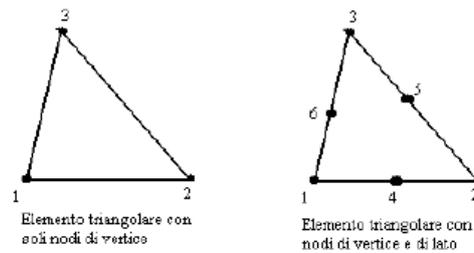
### 7.3 CRITERI USATI PER LA MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

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  $y$ ,  $\phi_x$  e  $\phi_y$ .

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  $M_{xy}$ .

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  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  e  $\tau_{xy}$ .

#### 7.4 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 della palificata nei riguardi dei carichi assiali
- Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- Collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione

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 possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali:

Approccio 1:

Combinazione 1:  $(A1+M1+R1)$

Combinazione 2:  $(A2+M2+R2)$

La combinazione 1 è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Approccio 2:

Un'unica combinazione  $(A1+M1+R3)$ .

**La nuova normativa, NTC 2018, in merito alle fondazioni indirette prescrive:**

**verifica di stabilità globale da effettuare secondo la combinazione 2  $(A2+R2+M2)$  dell'Approccio 1 tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali. Le**

**rimanenti verifiche devono essere condotte secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI.**

**Nelle verifiche agli SLU di tipo strutturale, il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.**

## 7.5 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 la rotazione intorno agli assi  $x$  e  $y$ ,  $\varphi_x$  e  $\varphi_y$ , 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++12 licenza n° A101280VT, 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.

## 8. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DELLE FONDAZIONI

Per poter garantire la durabilità delle opere in c.a. ed i livelli di sicurezza prefissati è di fondamentale importanza definire i requisiti delle materie prime usate che la definizione delle modalità di esecuzione. Per tale motivo, il calcestruzzo viene specificato come «miscela progettata» con riferimento alle proprietà richieste (calcestruzzo a prestazione).

Con «calcestruzzo a prestazione» secondo le Linee Guida e la norma UNI EN 206-1 si intende un calcestruzzo per il quale il Progettista ha la responsabilità di specificare le prestazioni richieste ed eventuali ulteriori caratteristiche e per il quale l'Appaltatore è responsabile della fornitura di una miscela conforme alle prestazioni richieste e alle eventuali ulteriori caratteristiche.

Tutti i materiali dovranno essere:

- identificati univocamente a cura del produttore;
- qualificati sotto la responsabilità del produttore;

accettati dal Direttore dei lavori mediante acquisizione e verifica della documentazione di qualificazione.

Il calcestruzzo viene specificato come «miscela progettata» con riferimento alle proprietà richieste (calcestruzzo a prestazione) ed in conformità alle norme UNI di riferimento (UNI EN 206-1, UNI EN 11417-2, UNI EN 11414-1, UNI EN 934 –UNI EN 12350-2, UNI EN 12350-4, etc.).

L'acciaio dovrà essere prodotto da stabilimenti dotati di un sistema permanente di controllo interno alla produzione che deve assicurare il mantenimento dello stesso livello di affidabilità nella conformità del prodotto finito.

Il sistema di qualità del prodotto deve essere predisposto in coerenza alla Norma UNI EN ISO 9001:2015 e certificato da parte di un organismo terzo indipendente, di adeguata competenza ed organizzazione, che opera in coerenza con le norme UNI CEI EN ISO/IEC 17021:2006.

Ai fini della certificazione del sistema di gestione della qualità del processo produttivo, il produttore e l'organismo di certificazione del processo potranno fare utile riferimento alle indicazioni contenute nelle Norme UNI EN 10080:2005, della serie UNI EN 10025:2005, UNI EN 10210:2006 e UNI EN 10219:2006.

Le caratteristiche dei materiali utilizzate a titolo d'esempio in questa fase, per il predimensionamento delle fondazioni, sono

- |                                     |          |
|-------------------------------------|----------|
| - Acciaio da cemento armato:        | B450C    |
| - Calcestruzzo per i pali:          | C25/30   |
| - Calcestruzzo per il plinto:       | C45/55   |
| - Calcestruzzo per il colletto:     | C50/60   |
| - Calcestruzzo per l'inghisaggio:   | C90/105  |
| - Classe di esposizione ambientale: | 2a, XC2; |

- Classe di consistenza al momento del getto S4;
- Dimensione massima aggregati 25 mm;
- Copriferro minimo 50 mm;
- Rapporto A/C  $\leq 0,50$ ;
- Contenuto minimo di cemento = 320 Kg/m<sup>3</sup>;

### **Tipo di cemento: cemento LH**

Additivi superfluidificanti ai policarbossilati eteri provvisti di marcature CE conforme ai prospetti 3.1 e 3.2 della norma UNI EN 934-2, nel caso in cui il getto sia effettuato nei mesi invernali;

Additivo superfluidificante ritardante ai policarbossilati eteri provvisto di marcatura CE conforme ai prospetti 11.1 ed 11.2 della norma UNI EN 934-2; nel caso in cui il getto sia realizzato nei mesi estivi.

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

<b>Coefficienti di sicurezza</b>			
$\gamma_c$	1,50		coefficiente di sicurezza del calcestruzzo
$\alpha_{cc}$	0,85		coefficiente riduttivo calcestruzzo per le resistenze di lunga durata
$\gamma_s$	1,15		coefficiente di sicurezza acciaio
<b>Caratteristiche calcestruzzo suola</b>			
$R_{ck}$	55,00	MPa	resistenza cubica a compressione caratteristica
$f_{ck}$	45,00	MPa	resistenza cilindrica a compressione caratteristica
$f_{cd}$	25,50	MPa	resistenza cilindrica a compressione di progetto
$E_{cm}$	36.283	MPa	modulo elastico
$f_{cd,fat}$	22,63	MPa	resistenza a fatica di progetto (MC10 eq. 5.1 - 110)
$\sigma_{C,max SLE R}$	27,00	MPa	tensione massima del calcestruzzo per SLE rara (0,6 x fck)
$\sigma_{C,max SLE P}$	20,25	MPa	tensione massima del calcestruzzo per SLE quasi permanente (0,45 x fck)
<b>Caratteristiche calcestruzzo colletto</b>			
$R_{ck}$	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
$f_{cd,fat}$	24,79	MPa	resistenza a fatica di progetto (MC10 eq. 5.1 - 110)
$\sigma_{C,max SLE R}$	30,00	MPa	tensione massima del calcestruzzo per SLE rara (0,6 x fck)
$\sigma_{C,max SLE P}$	22,50	MPa	tensione massima del calcestruzzo per SLE quasi permanente (0,45 x fck)
<b>Caratteristiche calcestruzzo inghisaggio</b>			
$R_{ck}$	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
$f_{cd,fat}$	39,53	MPa	resistenza a fatica di progetto (MC10 eq. 5.1 - 110)
$\sigma_{C,max SLE R}$	54,00	MPa	tensione massima del calcestruzzo per SLE rara (0,6 x fck)
$\sigma_{C,max SLE P}$	40,50	MPa	tensione massima del calcestruzzo per SLE quasi permanente (0,45 x fck)
<b>Caratteristiche dell'acciaio</b>			

$f_{yk}$	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

## 8.1 DETERMINAZIONE DELLE LUNGHEZZE DI ANCHORAGGIO

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  $\sigma_{sd}$  pari a  $f_{yd}$

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

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

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			

$R_{ck}$	55,00	MPa	resistenza cubica a compressione caratteristica
$f_{ck}$	45,00	MPa	resistenza cilindrica a compressione caratteristica
$f_{ctk}$	2,66	MPa	resistenza a trazione del calcestruzzo caratteristica
$f_{cd}$	25,50	MPa	resistenza cilindrica a compressione di progetto
$f_{ctd}$	1,77	MPa	resistenza a trazione del calcestruzzo di progetto

Determinazione della tensione ultima di aderenza			
$\eta_1$	0,70	per l'armatura in zona superiore del plinto in zona di aderenza mediocre	
$\eta_1$	1,00	per l'armatura in zona inferiore del plinto e in zona di aderenza buona	
$\eta_2$	1,00	armatura sempre minore o uguale a $\phi$ 32	
$f_{bd, sup}$	2,79	MPa	tensione ultima di aderenza armatura in zona con condizioni di aderenza mediocre
$f_{bd, inf}$	3,99	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	
$\alpha_1$	1,00	barre dritte o con $c_d < 3\phi$	
$\alpha_2$	1,00	> 0,70	
K	0,00		
$\alpha_3$	1,00		
$\alpha_4$	1,00		
$\alpha_6$	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	$l_{b,rqd, sup}$	1.122 mm	1.150 mm	1.650 mm
	armatura inferiore barre dritte	$l_{b,rqd, inf}$	786 mm	800 mm	1150 mm
d= 28	armatura superiore barre dritte	$l_{b,rqd, sup}$	982 mm	1.000 mm	1400 mm
	armatura inferiore barre dritte	$l_{b,rqd, inf}$	687 mm	700 mm	1000 mm
d= 26	armatura superiore barre dritte	$l_{b,rqd, sup}$	912 mm	950 mm	1350 mm
	armatura inferiore barre dritte	$l_{b,rqd, inf}$	638 mm	650 mm	950 mm
d= 24	armatura superiore barre dritte	$l_{b,rqd, sup}$	842 mm	850 mm	1200 mm
	armatura inferiore barre dritte	$l_{b,rqd, inf}$	589 mm	600 mm	850 mm
d= 22	armatura superiore barre dritte	$l_{b,rqd, sup}$	771 mm	800 mm	1150 mm
	armatura inferiore barre dritte	$l_{b,rqd, inf}$	540 mm	550 mm	800 mm
d= 20	armatura superiore barre dritte	$l_{b,rqd, sup}$	701 mm	750 mm	1050 mm
	armatura inferiore barre dritte	$l_{b,rqd, inf}$	491 mm	500 mm	700 mm

Tali lunghezze sono state riportate anche negli elaborati strutturali.

## 9. PREDIMENSIONAMENTO PLINTO DI FONDAZIONE DIRETTA

Il produttore della torre, in funzione della specifica torre in elevazione e del sito di installazione, ha stimato per il progetto in esame la fondazione descritta nel precedente paragrafo 3.1 secondo quanto riportato nelle seguenti tabelle.

### Proprietà dei terreni:

Livello falda freatica	NO
Densità del suolo di riempimento [kg/m <sup>3</sup> ]	1800
Capacità portante [kg/cm <sup>2</sup> ]	6
Capacità portante per carichi estremi ridotti	2
Angolo di attrito [°]	30
Modulo elastico statico [MPa]	75
Modulo elastico dinamico [MPa]	200
Coefficiente di Poisson	0.30

### Proprietà meccaniche dei materiali: calcestruzzo

	Magrone	Calcestruzzo del plinto	Calcestruzzo del collarino
Tipologia di calcestruzzo	C20/25	C35/45	C50/60
Densità [kg/m <sup>3</sup> ]	2500	2500	2500
$f_{ck}$ [MPa]	20	35	50
Massima dimensione inerti [mm]	20	20	20
Modulo elastico [MPa]	29961.95	34077.15	37277.87
Spessore del magrone [m]	0.10	-	-
Coefficiente di Poisson	0.20	0.20	0.20

### Proprietà meccaniche dei materiali: acciaio

Tipologia	B450C
Densità [kg/m <sup>3</sup> ]	7850
$f_{yk}$ [MPa]	450
Modulo elastico [MPa]	200000
Copriferro [mm]	50

### Coefficienti parziali di sicurezza:

Calcestruzzo	1.5
Acciaio	1.15
Calcoli a fatica Model code	1.1

Predimensionamento della fondazione:

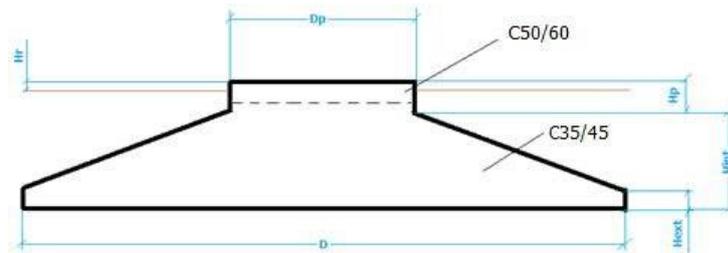
Le verifiche eseguite per stabilire i valori di predimensionamento della fondazione sono:

- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento

- Verifica della capacità portante dei terreni
- Verifica dei cedimenti
- GAP COG
- GAP 100%
- Verifica della rigidità rotazionale

### Definizione della geometria:

Dimensioni principali della fondazione:



D [m]	25,0
Hext [m]	0,8
Hint [m]	2,55
Dp [m]	6,0
Hp [m]	0,6
Hr [m]	0,1

Il progetto di questa fondazione necessita di una lunghezza dei tirafondi di 3500mm.

### Pre-carico iniziale

560 kN

### Stima della quantità dei materiali:

Per calcolare le quantità sono necessarie le seguenti assunzioni:

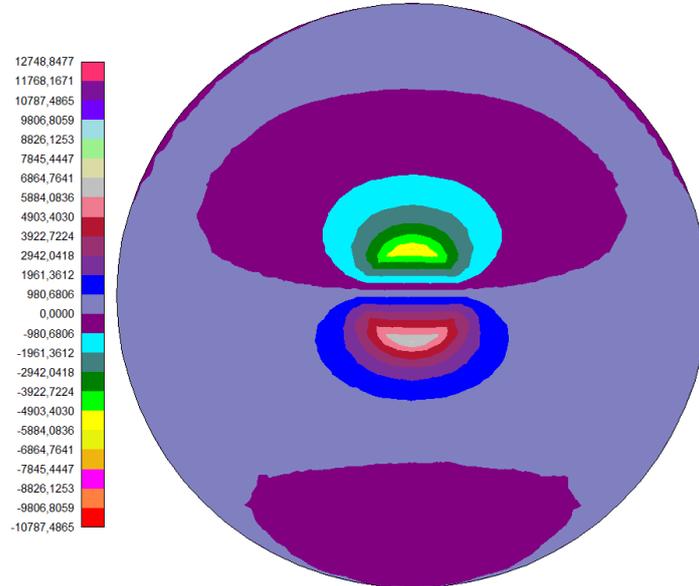
- L'interfaccia dei tirafondi è stata trascurata. La quantità di malta di inghisaggio, il colletto di calcestruzzo, i tirafondi e i templates non sono inclusi nella stima.
- Il calcolo dell'armatura nell'interfaccia dei tirafondi è eseguito in accordo a precedenti progetti, diametro medio alla base della torre e momento flettente.
- Il calcolo della quantità di acciaio è stato incrementato del 10% per tener conto di possibili variazioni.

Calcestruzzo [m3]	716.17
Acciaio di armatura del plinto [kg]	58679
Acciaio di armature del colletto in c.a.[kg]	16512
Totale acciaio di armatura [kg]	75191
Scavi [m3]	2468.61
CoMPattazione del riempimento [m3]	1711.06
Casseformi [m2]	46.50
Magrone [m3]	44.12

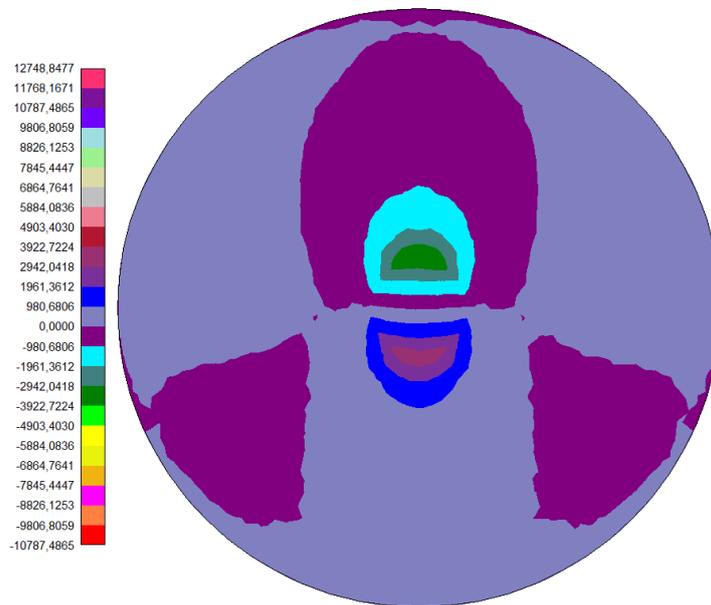
## 10. VERIFICHE GLOBALI PLINTO DI FONDAZIONE DIRETTO

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.

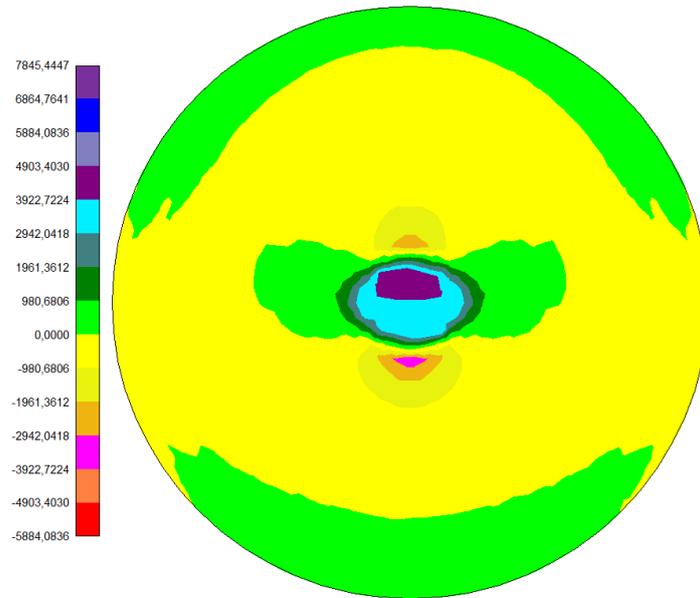
- Distribuzione del momento  $M_y$  (KN m) nella piastra di fondazione – COMB 14



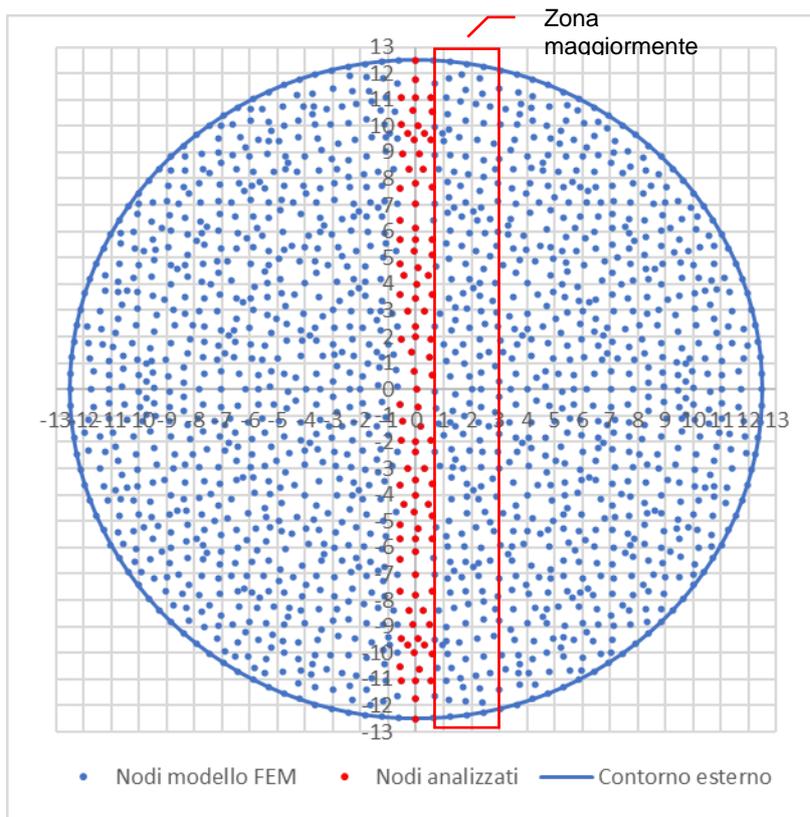
- Distribuzione del momento  $M_x$  (KN m) nella piastra di fondazione



- 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.



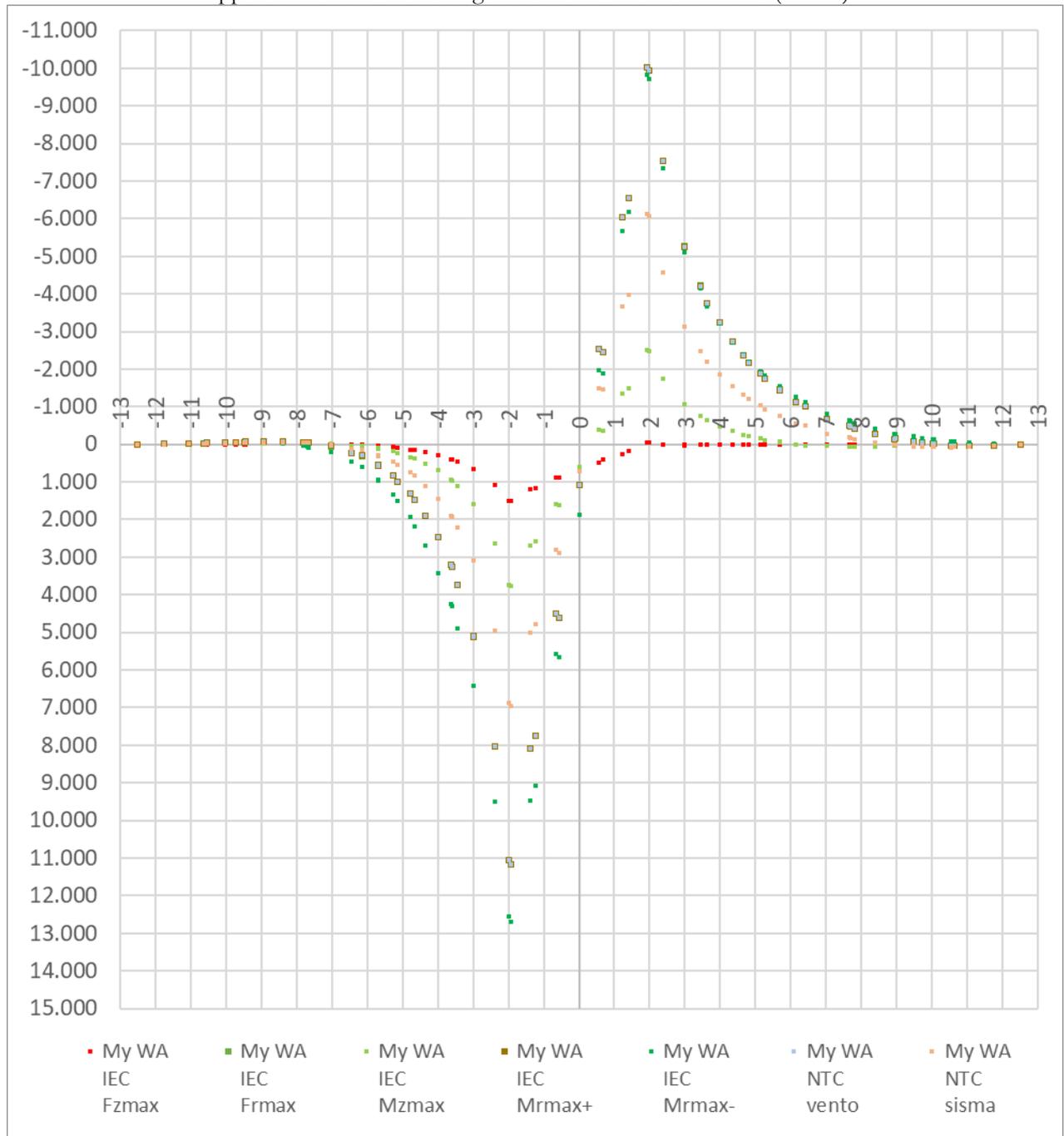
Per la definizione delle azioni massime agenti è stato effettuato l'involuppo delle sollecitazioni nodali agenti nei punti individuati in figura come nodi analizzati, appartenenti ad una fascia di fondazione di larghezza pari ad 1,2 m a cavallo dell'asse Y.

### 10.1. CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE AGENTI

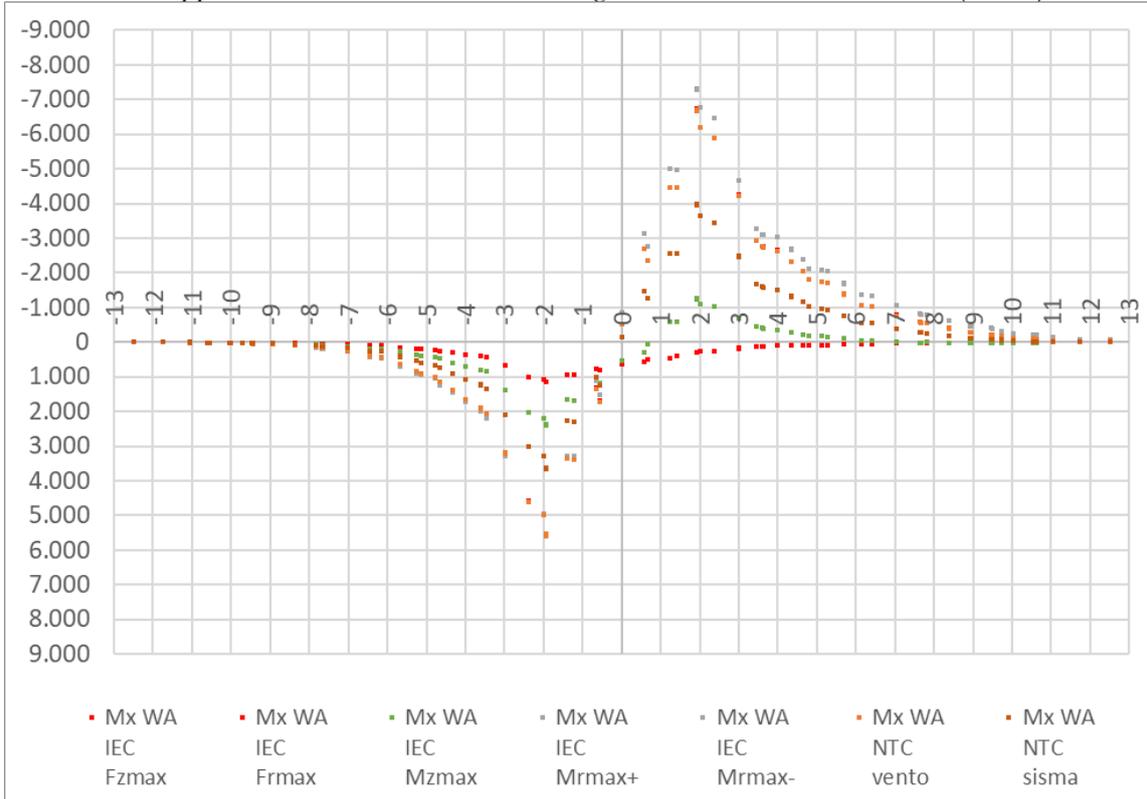
Dall'analisi effettuata sono state dedotte le seguenti sollecitazioni massime agenti sulla fondazione:

#### SLU – A1

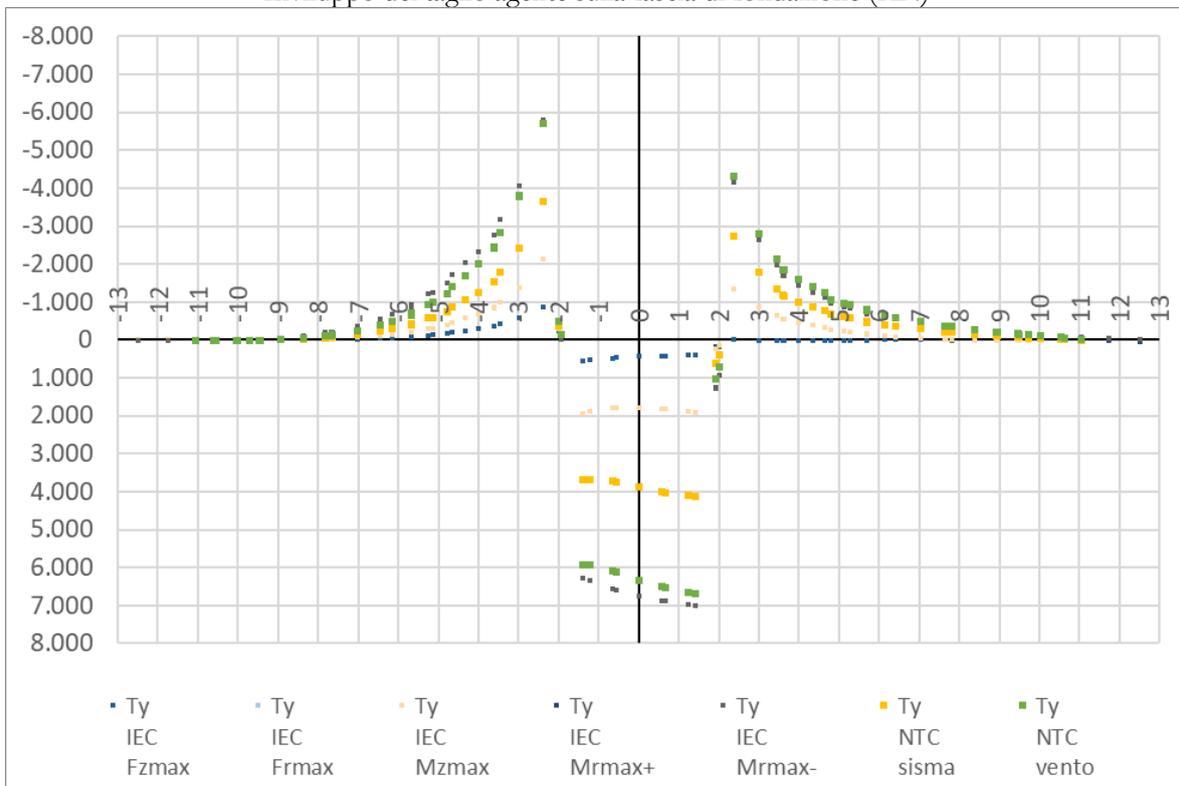
Involuppo del momento radiale agente sulla fascia di fondazione (KN m)



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

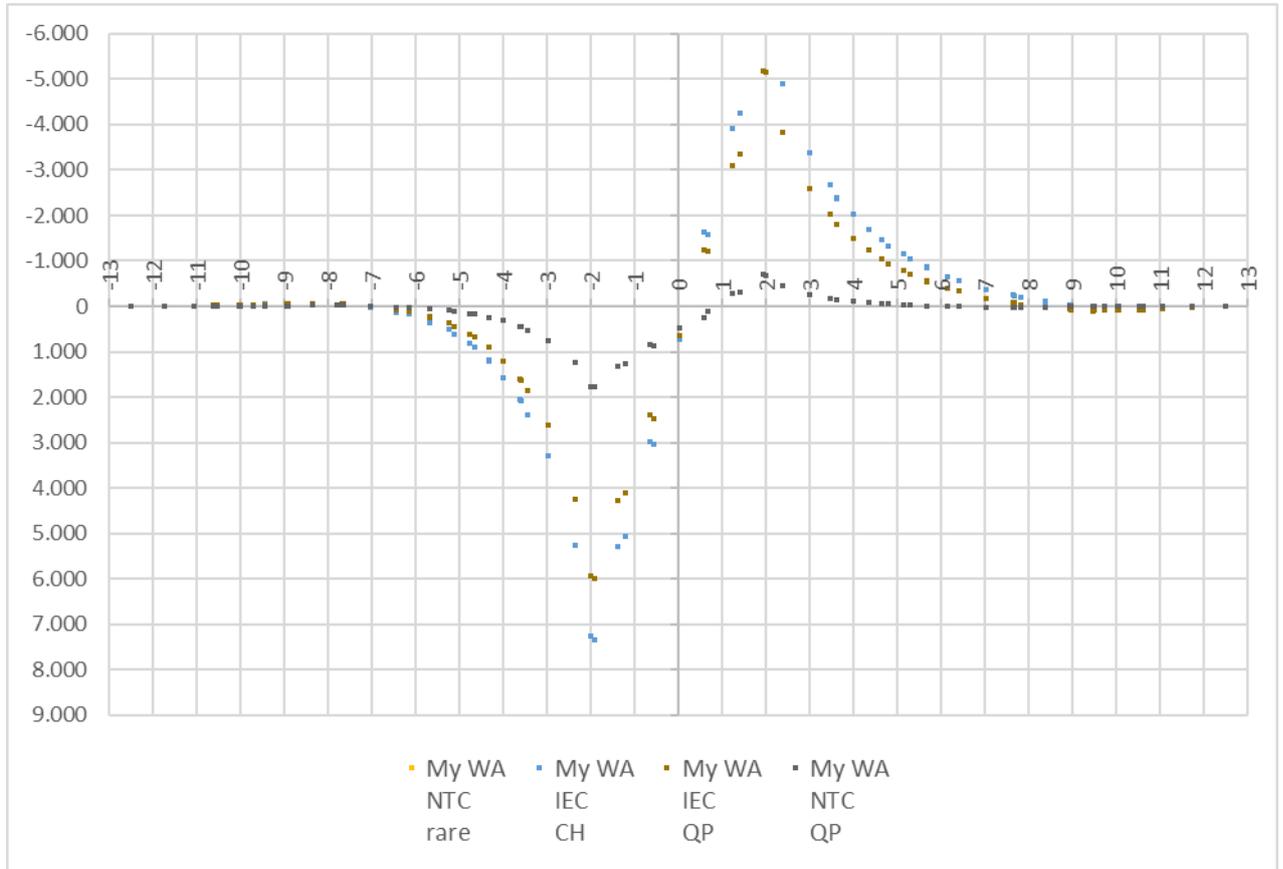


Inviluppo del taglio agente sulla fascia di fondazione (KN)

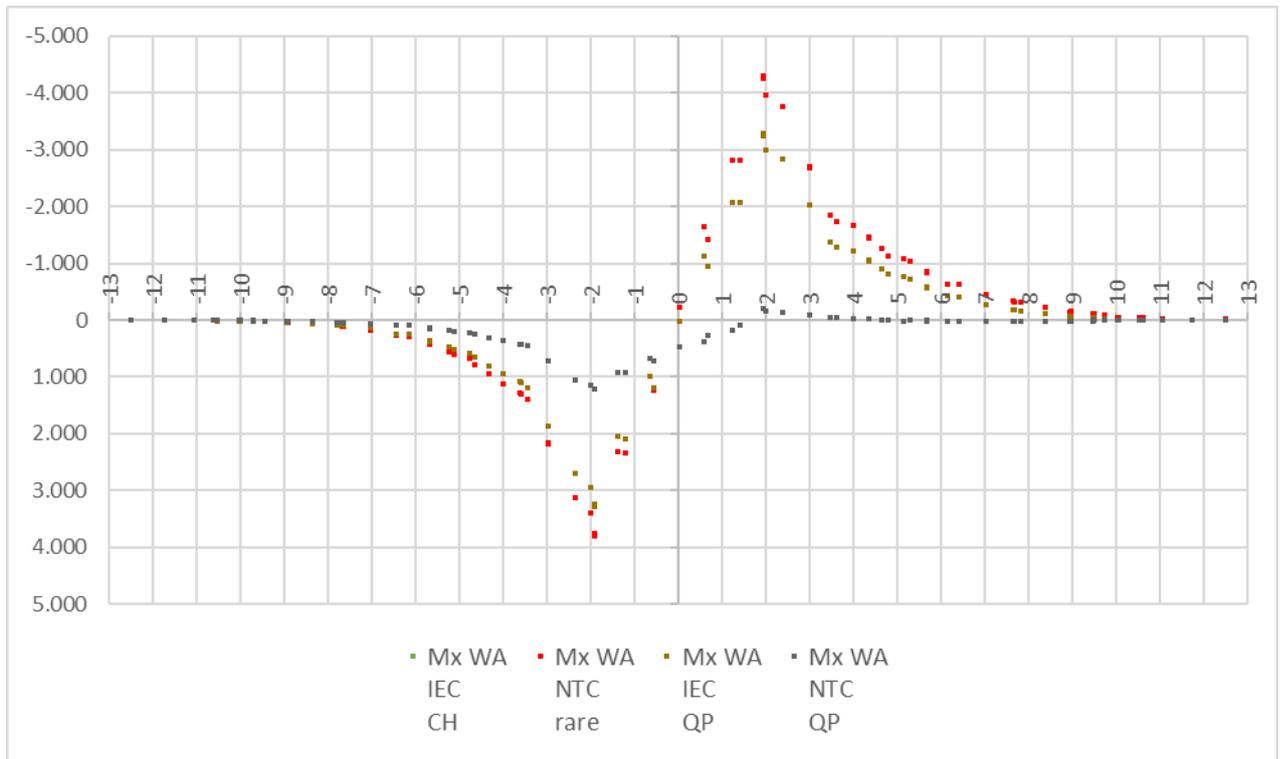


**SLE combinazioni Quasi Permanente e Caratteristica**

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

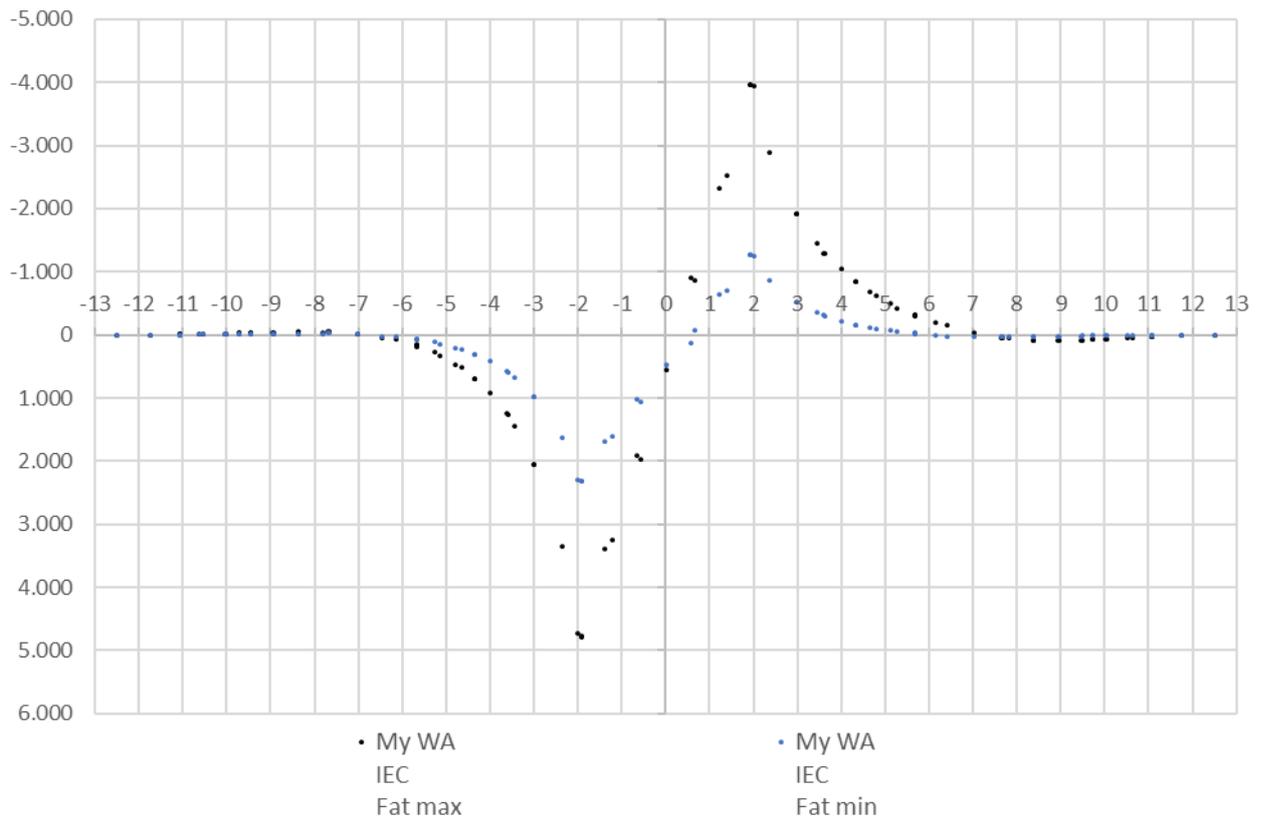


Involuppo del momento circonferenziale agente sulla fascia di fondazione (KN m)

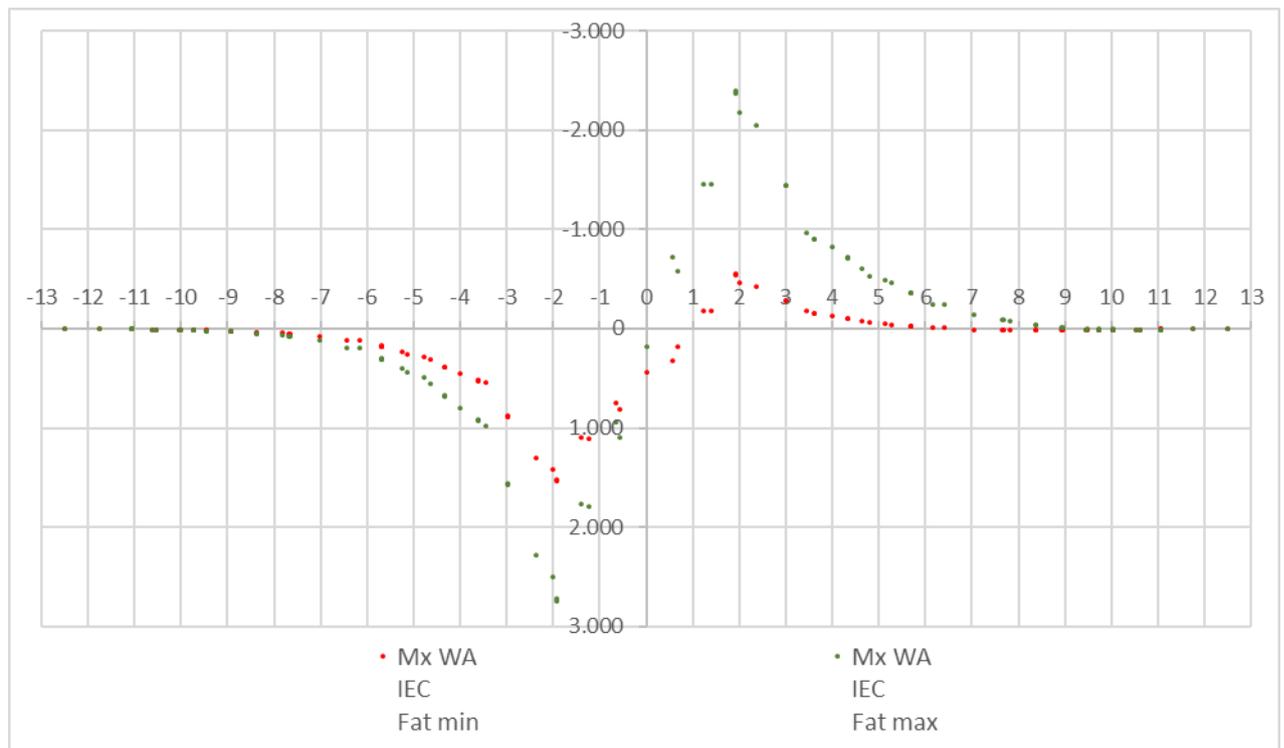


**Carichi a fatica**

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.

## 10.2. 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:

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

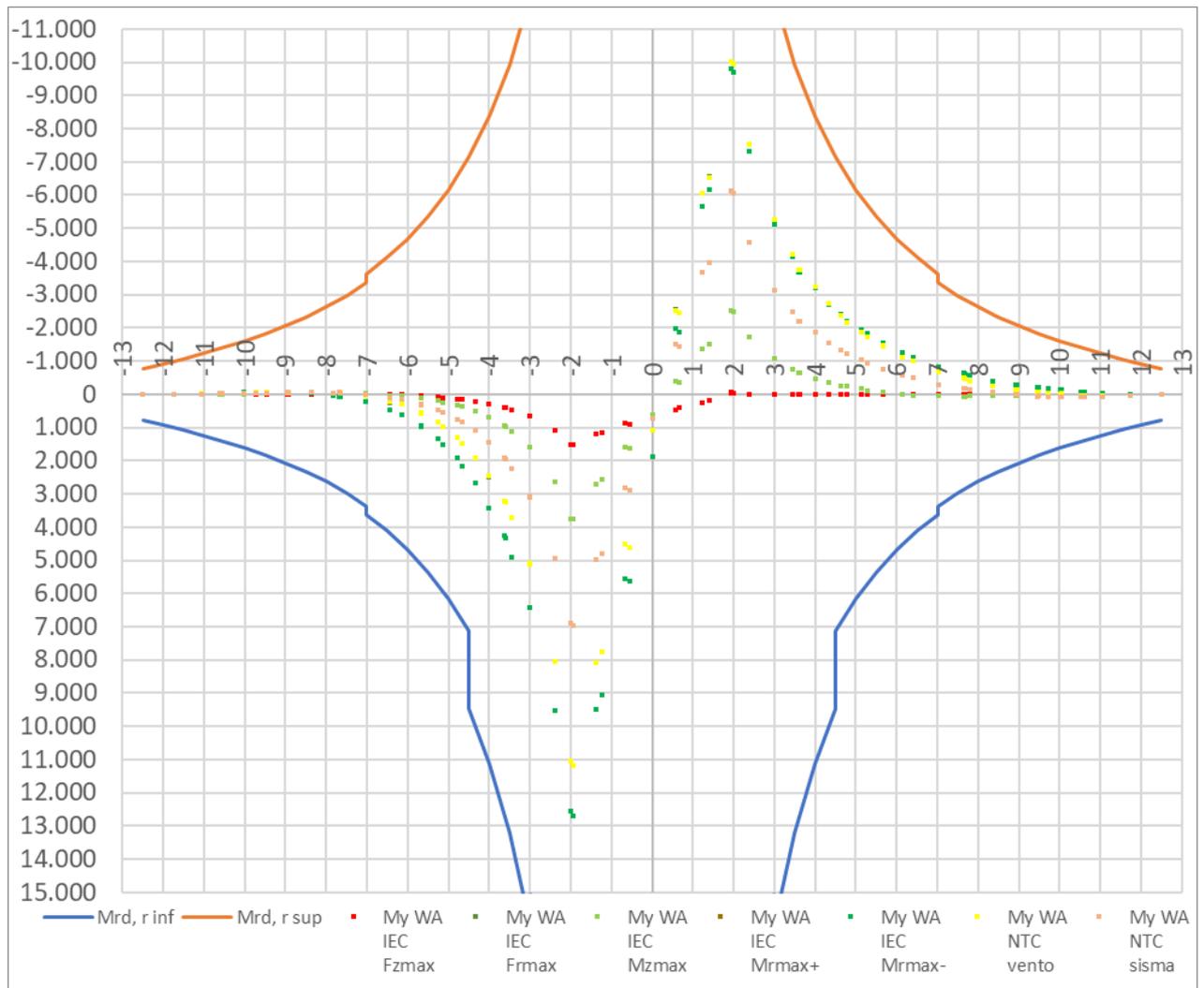
Le sezioni indagate ai fini della determinazione del momento radiale resistente sono individuate dalla ordinata a cui si effettua l'analisi. Le verifiche sono riportate nelle tabelle seguenti.

Momento Ultimo Resistente radiale inferiore									
y (-)	y (+)	C	$\phi_{r, inf}$	$n_{r, inf}$	$\phi_{r, inf}$	$n_{r, inf}$	H (M <sub>inf</sub> )	A <sub>r, inf</sub>	M <sub>rd, r inf</sub>
[m]	[m]	[m]	[mm]		[mm]		[mm]	[mm <sup>2</sup> /m]	[kN*m]
-12,50	12,50	78,54	32	200	20	200	800	2848,00	786,42
-12,00	12,00	75,40	32	200	20	200	892	2966,67	923,54
-11,50	11,50	72,26	32	200	20	200	984	3095,65	1.072,55
-11,00	11,00	69,12	32	200	20	200	1076	3236,36	1.234,98
-10,50	10,50	65,97	32	200	20	200	1168	3390,48	1.412,94
-10,00	10,00	62,83	32	200	20	200	1261	3560,00	1.608,57
-9,50	9,50	59,69	32	200	20	200	1353	3747,37	1.824,77
-9,00	9,00	56,55	32	200	20	200	1445	3955,56	2.065,06
-8,50	8,50	53,41	32	200	20	200	1537	4188,24	2.333,38
-8,00	8,00	50,27	32	200	20	200	1629	4450,00	2.635,11
-7,50	7,50	47,12	32	200	20	200	1721	4746,67	2.977,03
-7,00	7,00	43,98	32	200	20	200	1813	5085,71	3.367,80
-7,00	7,00	43,98	32	300			1813	5485,71	3.626,88
-6,50	6,50	40,84	32	300			1905	5907,69	4.113,03
-6,00	6,00	37,70	32	300			1997	6400,00	4.680,09
-6,00	6,00	37,70	32	300			1997	6400,00	4.680,09
-5,50	5,50	34,56	32	300			2089	6981,82	5.350,23
-5,50	5,50	34,56	32	300			2089	6981,82	5.350,23
-5,00	5,00	31,42	32	300			2182	7680,00	6.154,30
-4,50	4,50	28,27	32	300			2274	8533,33	7.136,88
-4,50	4,50	28,27	32	300	32	100	2274	11377,78	9.485,14
-4,00	4,00	25,13	32	300	32	100	2366	12800,00	11.120,61
-3,50	3,50	21,99	32	300	32	100	2458	14628,57	13.223,22
-3,00	3,00	18,85	32	300	32	100	2550	17066,67	16.026,69
-3,00	3,00	18,85	32	200	32	100	3150	12800,00	15.047,88
-2,50	2,50	15,71	32	200	32	100	3150	15360,00	18.041,25
-2,00	2,00	12,57	32	200	32	100	3150	19200,00	22.531,93

Momento Ultimo Resistente radiale superiore									
y (-)	y (+)	C	$\phi_{r, sup}$	$n_{r, sup}$	$\phi_{r, sup}$	$n_{r, sup}$	H (M <sub>sup</sub> )	A <sub>r, sup</sub>	M <sub>rd, r sup</sub>
[m]	[m]	[m]	[mm]		[mm]		[mm]	[mm <sup>2</sup> /m]	[kN*m]
-12,50	12,50	78,54	32	200	20	200	800	2848,00	-786,42
-12,00	12,00	75,40	32	200	20	200	892	2966,67	-923,54
-11,50	11,50	72,26	32	200	20	200	984	3095,65	-1.072,55
-11,00	11,00	69,12	32	200	20	200	1076	3236,36	-1.234,98
-10,50	10,50	65,97	32	200	20	200	1168	3390,48	-1.412,94
-10,00	10,00	62,83	32	200	20	200	1261	3560,00	-1.608,57
-9,50	9,50	59,69	32	200	20	200	1353	3747,37	-1.824,77
-9,00	9,00	56,55	32	200	20	200	1445	3955,56	-2.065,06
-8,50	8,50	53,41	32	200	20	200	1537	4188,24	-2.333,38
-8,00	8,00	50,27	32	200	20	200	1629	4450,00	-2.635,11

-7,50	7,50	47,12	32	200	20	200	1721	4746,67	-2.977,03
-7,00	7,00	43,98	32	200	20	200	1813	5085,71	-3.367,80
-7,00	7,00	43,98	32	300			1813	5485,71	-3.626,88
-6,50	6,50	40,84	32	300			1905	5907,69	-4.113,03
-6,00	6,00	37,70	32	300			1997	6400,00	-4.680,09
-6,00	6,00	37,70	32	300			1997	6400,00	-4.680,09
-5,50	5,50	34,56	32	300			2089	6981,82	-5.350,23
-5,50	5,50	34,56	32	300			2089	6981,82	-5.350,23
-5,00	5,00	31,42	32	300			2182	7680,00	-6.154,30
-4,50	4,50	28,27	32	300			2274	8533,33	-7.136,88
-4,50	4,50	28,27	32	300			2274	8533,33	-7.136,27
-4,00	4,00	25,13	32	300			2366	9600,00	-8.364,26
-3,50	3,50	21,99	32	300			2458	10971,43	-9.943,03
-3,00	3,00	18,85	32	300			2550	12800,00	-12.048,01
-3,00	3,00	18,85	32	200	32	100	2550	12800,00	-12.047,63
-2,50	2,50	15,71	32	200	32	100	2550	15360,00	-14.439,41
-2,00	2,00	12,57	32	200	32	100	2550	19200,00	-18.027,82

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.

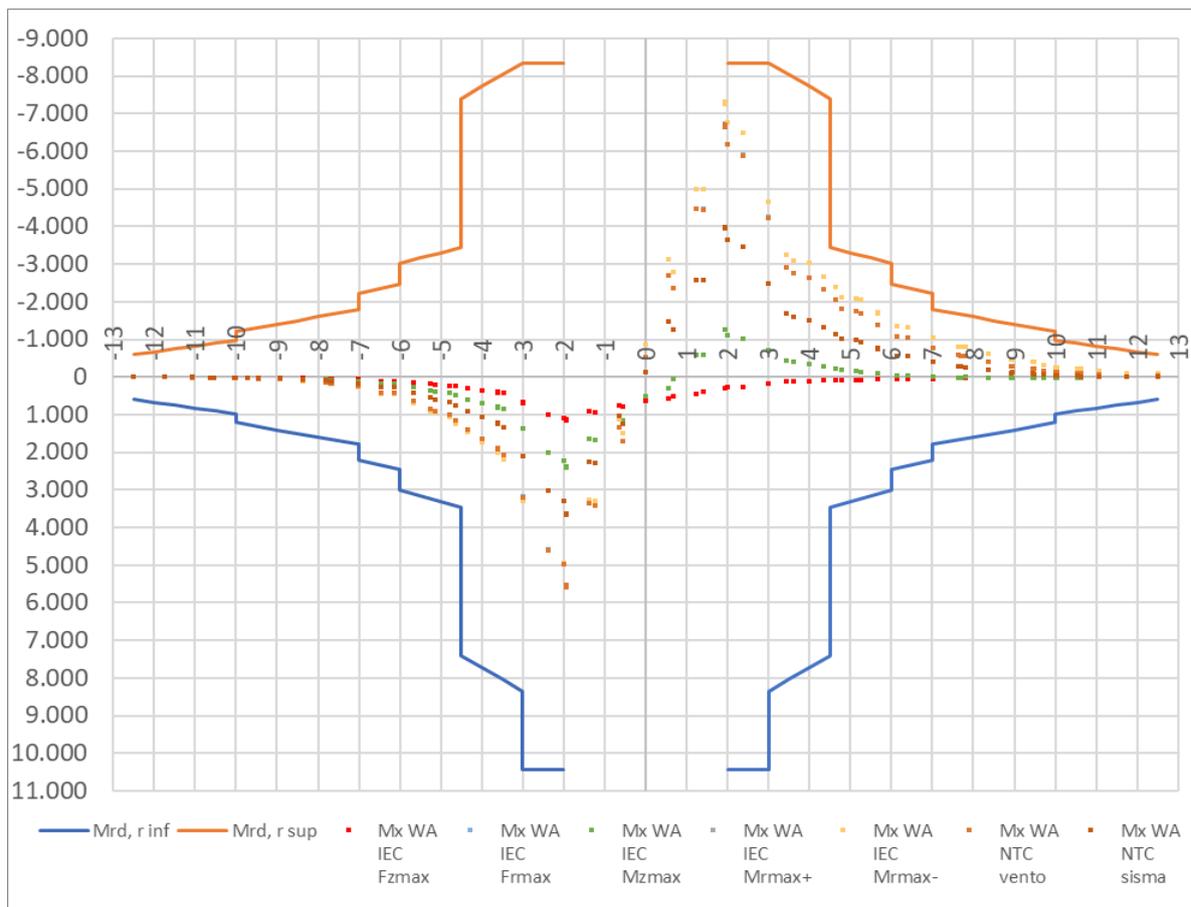
Le sezioni indagate ai fini della determinazione del momento circonferenziale resistente sono individuate dalla ordinata a cui si effettua la verifica. Le verifiche sono riportate nelle tabelle seguenti.

<b>Momento Ultimo Resistente circonferenziale inferiore</b>						
$y (-)$	$y (+)$	$\phi_{c, inf}$	$\rho_{c, inf}$	H (M <sub>inf</sub> )	A <sub>f, inf</sub>	M <sub>rd, r inf</sub>
[m]	[m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm <sup>2</sup> /m]	[kN*m]
-12,50	12,50	26	250	800	2123,72	601,22
-12,00	12,00	26	250	892	2123,72	677,77
-11,50	11,50	26	250	984	2123,72	754,26
-11,00	11,00	26	250	1076	2123,72	830,78
-10,50	10,50	26	250	1168	2123,72	907,34
-10,00	10,00	26	250	1261	2123,72	983,88
-10,00	10,00	26	200	1261	2654,65	1.215,47
-9,00	9,00	26	200	1445	2654,65	1.406,66
-8,50	8,50	26	200	1537	2654,65	1.501,70
-8,00	8,00	26	200	1629	2654,65	1.596,66
-7,50	7,50	26	200	1721	2654,65	1.691,47
-7,00	7,00	26	200	1813	2654,65	1.786,28
-7,00	7,00	26	160	1813	3318,31	2.219,74
-6,50	6,50	26	160	1905	3318,31	2.338,62
-6,00	6,00	26	160	1997	3318,31	2.457,55
-6,00	6,00	26	130	1997	4084,07	3.011,31
-5,50	5,50	26	130	2089	4084,07	3.157,92
-5,50	5,50	26	130	2089	4084,07	3.157,92
-5,00	5,00	26	130	2182	4084,07	3.304,62
-4,50	4,50	26	130	2274	4084,07	3.451,49
-4,50	4,50	26	60	2274	8848,82	7.397,59
-4,00	4,00	26	60	2366	8848,82	7.716,18
-3,50	3,50	26	60	2458	8848,82	8.034,45
-3,00	3,00	26	60	2550	8848,82	8.352,78
-3,00	3,00	26	60	3150	8848,82	10.428,76
-2,50	2,50	26	60	3150	8848,82	10.428,76
-2,00	2,00	26	60	3150	8848,82	10.428,76

<b>Momento Ultimo Resistente circonferenziale superiore</b>						
$y (-)$	$y (+)$	$\phi_{c, sup}$	$\rho_{c, sup}$	H (M <sub>sup</sub> )	A <sub>f, sup</sub>	M <sub>rd, r sup</sub>
[m]	[m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm <sup>2</sup> /m]	[kN*m]
-12,50	12,50	26	250	800	2123,72	-601,22
-12,00	12,00	26	250	892	2123,72	-677,77
-11,50	11,50	26	250	984	2123,72	-754,26
-11,00	11,00	26	250	1076	2123,72	-830,78
-10,50	10,50	26	250	1168	2123,72	-907,34
-10,00	10,00	26	250	1261	2123,72	-983,88
-10,00	10,00	26	200	1261	2654,65	-1.215,47
-9,00	9,00	26	200	1445	2654,65	-1.406,66
-8,50	8,50	26	200	1537	2654,65	-1.501,70

-8,00	8,00	26	200	1629	2654,65	-1.596,66
-7,50	7,50	26	200	1721	2654,65	-1.691,47
-7,00	7,00	26	200	1813	2654,65	-1.786,28
-7,00	7,00	26	160	1813	3318,31	-2.219,74
-6,50	6,50	26	160	1905	3318,31	-2.338,62
-6,00	6,00	26	160	1997	3318,31	-2.457,55
-6,00	6,00	26	130	1997	4084,07	-3.011,31
-5,50	5,50	26	130	2089	4084,07	-3.157,92
-5,50	5,50	26	130	2089	4084,07	-3.157,92
-5,00	5,00	26	130	2182	4084,07	-3.304,62
-4,50	4,50	26	130	2274	4084,07	-3.451,49
-4,50	4,50	26	60	2274	8848,82	-7.397,59
-4,00	4,00	26	60	2366	8848,82	-7.716,18
-3,50	3,50	26	60	2458	8848,82	-8.034,45
-3,00	3,00	26	60	2550	8848,82	-8.352,78
-3,00	3,00	26	60	2550	8848,82	-8.352,78
-2,50	2,50	26	60	2550	8848,82	-8.352,78
-2,00	2,00	26	60	2550	8848,82	-8.352,78

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.

### 10.3. 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 ( $V_{Rd,c}$ ).

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  $\theta$  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	
$\sigma_{cp}$	0,00 MPa	$N_{ed} / A_c$
verifica a taglio di elementi con specifiche armature		
$\alpha_{cw}$	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 superiore senza specifiche armature									
y (-)	y (+)	C	$A_{f, r \text{ sup}}$	H	d	k	$\rho_r$	$V_{min}$	$V_{rdc, sup}$
[m]	[m]	[m]	[mm <sup>2</sup> /m]	[mm]	[mm]			[Mpa]	[kN]
-12,50	12,50	78,54	2848,00	800	720	1,53	0,004	0,443	-344,49
-12,00	12,00	75,40	2966,67	892	812	1,50	0,004	0,430	-370,76
-11,50	11,50	72,26	3095,65	984	904	1,47	0,003	0,419	-396,97
-10,50	10,50	65,97	3390,48	1168	1088	1,43	0,003	0,401	-449,92
-9,50	9,50	59,69	3747,37	1353	1273	1,40	0,003	0,387	-504,64
-8,60	8,60	54,04	3955,56	1518	1438	1,37	0,003	0,378	-548,12
-7,80	7,80	49,01	4450,00	1666	1586	1,36	0,003	0,370	-600,51
-7,00	7,00	43,98	5485,71	1813	1733	1,34	0,003	0,364	-675,40
-6,40	6,40	40,21	5907,69	1924	1844	1,33	0,003	0,360	-715,86
-5,80	5,80	36,44	6400,00	2034	1954	1,32	0,003	0,356	-758,88
-5,30	5,30	33,30	6981,82	2126	2046	1,31	0,003	0,353	-801,12
-4,80	4,80	30,16	7680,00	2218	2138	1,31	0,004	0,350	-847,20
-4,30	4,30	27,02	11377,78	2311	2231	1,30	0,005	0,348	-988,48
-3,80	3,80	23,88	12800,00	2403	2323	1,29	0,006	0,345	-1.051,29
-3,30	3,30	20,73	14628,57	2495	2415	1,29	0,006	0,343	-1.123,08
-3,00	3,00	18,85	12800,00	2550	2470	1,28	0,005	0,342	-1.087,78

-3,00	3,00	18,85	12800,00	3150	3070	1,26	0,004	0,330	-1.228,78
-2,50	2,50	15,71	15360,00	3150	3070	1,26	0,005	0,330	-1.305,77
-2,00	2,00	12,57	19200,00	3150	3070	1,26	0,006	0,330	-1.406,60

**Taglio Ultimo Resistente radiale inferiore senza specifiche armature**

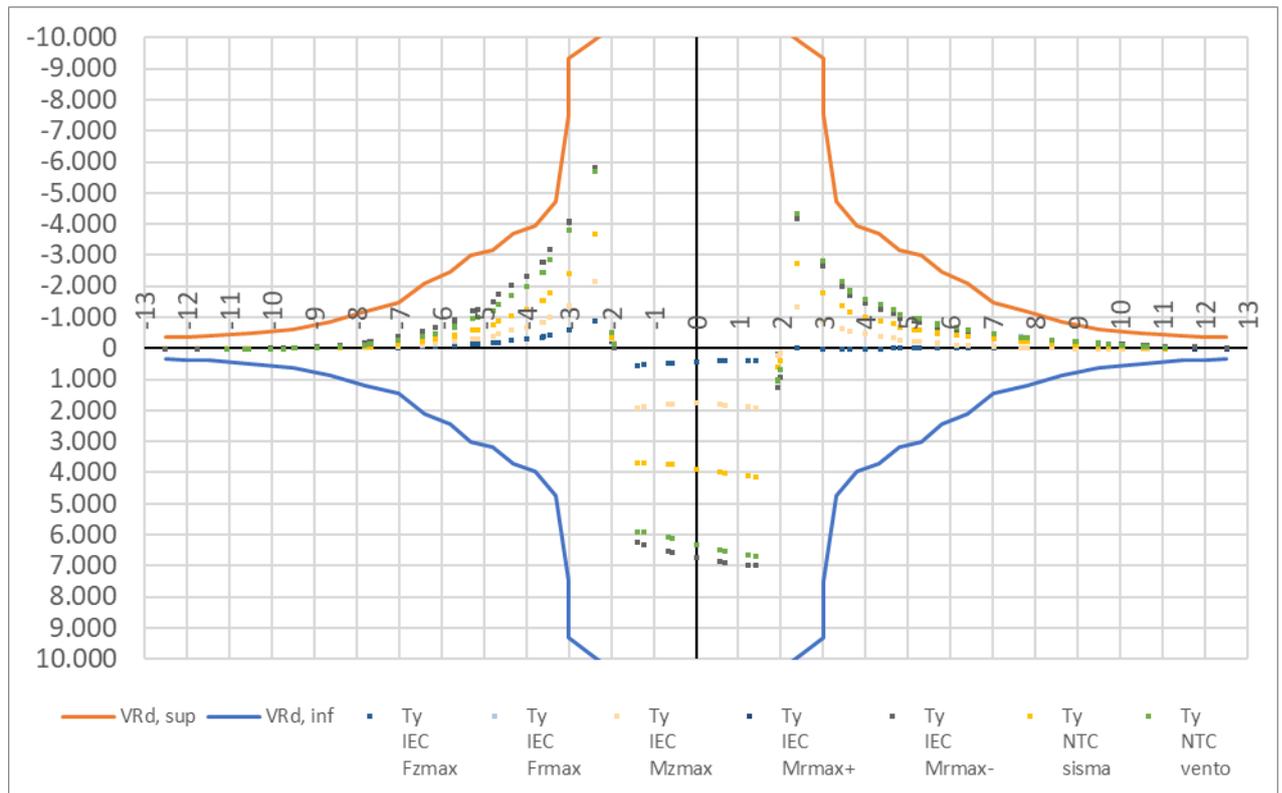
y (-)	y (+)	C	A <sub>f, r inf</sub>	H	d	k	ρ <sub>r</sub>	V <sub>min</sub>	V <sub>rdc, inf</sub>
[m]	[m]	[m]	[mm <sup>2</sup> /m]	[mm]	[mm]			[Mpa]	[kN]
-12,50	12,50	78,54	2848,00	800	720	1,53	0,004	0,443	344,49
-12,00	12,00	75,40	2966,67	892	812	1,50	0,004	0,430	370,76
-11,50	11,50	72,26	3095,65	984	904	1,47	0,003	0,419	396,97
-10,50	10,50	65,97	3390,48	1168	1088	1,43	0,003	0,401	449,92
-9,50	9,50	59,69	3747,37	1353	1273	1,40	0,003	0,387	504,64
-8,60	8,60	54,04	3955,56	1518	1438	1,37	0,003	0,378	548,12
-7,80	7,80	49,01	4450,00	1666	1586	1,36	0,003	0,370	600,51
-7,00	7,00	43,98	5485,71	1813	1733	1,34	0,003	0,364	675,40
-6,40	6,40	40,21	5907,69	1924	1844	1,33	0,003	0,360	715,86
-5,80	5,80	36,44	6400,00	2034	1954	1,32	0,003	0,356	758,88
-5,30	5,30	33,30	6981,82	2126	2046	1,31	0,003	0,353	801,12
-4,80	4,80	30,16	7680,00	2218	2138	1,31	0,004	0,350	847,20
-4,30	4,30	27,02	8533,33	2311	2231	1,30	0,004	0,348	898,09
-3,80	3,80	23,88	9600,00	2403	2323	1,29	0,004	0,345	955,16
-3,30	3,30	20,73	10971,43	2495	2415	1,29	0,005	0,343	1.020,39
-3,00	3,00	18,85	12800,00	2550	2470	1,28	0,005	0,342	1.087,78
-3,00	3,00	18,85	12800,00	3150	3070	1,26	0,004	0,330	1.228,78
-2,50	2,50	15,71	15360,00	3150	3070	1,26	0,005	0,330	1.305,77
-2,00	2,00	12,57	19200,00	3150	3070	1,26	0,006	0,330	1.406,60

**Taglio Ultimo Resistente radiale superiore con specifiche armature**

y (-)	y (+)	C	H	d	ρ <sub>r</sub>	φ <sub>st</sub>	p <sub>st, r</sub>	n <sub>st, r</sub>	A <sub>st, r</sub>	θ	V <sub>Rd, s sup</sub>	V <sub>Rd, max sup</sub>	V <sub>Rd, sup</sub>
[m]	[m]	[m]	[mm]	[mm]		[mm]	[mm]	(totale)	[mm <sup>2</sup> /m]	°	[kN]	[kN]	[kN]
-12,50	12,50	78,54	800	720	0,004	0	0	0	0,00	21,8	0,00	1.709,36	-344,49
-12,00	12,00	75,40	892	812	0,004	0	0	0	0,00	21,8	0,00	1.928,03	-370,76
-11,50	11,50	72,26	984	904	0,003	0	0	0	0,00	21,8	0,00	2.146,69	-396,97
-10,50	10,50	65,97	1168	1088	0,003	20	1000	116	552,38	21,8	487,00	2.584,03	-487,00
-9,50	9,50	59,69	1353	1273	0,003	20	1000	116	610,53	21,8	629,36	3.021,37	-629,36
-8,60	8,60	54,04	1518	1438	0,003	20	900	116	674,42	21,8	873,15	3.414,83	-873,15
-7,80	7,80	49,01	1666	1586	0,003	20	800	116	743,59	21,8	1.194,00	3.764,69	-1.194,00
-7,00	7,00	43,98	1813	1733	0,003	20	800	116	828,57	21,8	1.454,02	4.114,71	-1.454,02
-6,40	6,40	40,21	1924	1844	0,003	20	600	108	843,75	21,8	2.100,11	4.377,11	-2.100,11
-5,80	5,80	36,44	2034	1954	0,003	20	600	108	931,03	21,8	2.456,28	4.639,51	-2.456,28
-5,30	5,30	33,30	2126	2046	0,003	20	500	96	905,66	21,8	3.001,64	4.859,00	-3.001,64
-4,80	4,80	30,16	2218	2138	0,004	20	500	88	916,67	21,8	3.175,78	5.076,64	-3.175,78
-4,30	4,30	27,02	2311	2231	0,005	20	500	88	1023,26	21,8	3.697,75	5.295,30	-3.697,75
-3,80	3,80	23,88	2403	2323	0,006	20	500	80	1052,63	21,8	3.960,98	5.513,96	-3.960,98
-3,30	3,30	20,73	2495	2415	0,006	20	500	80	1212,12	21,8	4.742,00	5.732,62	-4.742,00
-3,00	3,00	18,85	2550	2470	0,005	26	500	100	2816,67	31,0	7.506,18	7.506,18	-7.506,18
-3,00	3,00	18,85	3150	3070	0,004	26	500	100	2816,67	31,0	9.329,54	9.329,54	-9.329,54
-2,50	2,50	15,71	3150	3070	0,005	26	500	100	3380,00	34,3	9.844,44	9.844,44	-9.844,44
-2,00	2,00	12,57	3150	3070	0,006	26	500	100	4225,00	39,1	10.344,67	10.344,67	10.344,67

Taglio Ultimo Resistente radiale inferiore con specifiche armature													
y (-)	y (+)	C	H	d	$\rho_r$	$\phi_{st}$	$\rho_{st,r}$	$n_{st,r}$	$A_{st,r}$	$\theta$	$V_{Rd,s inf}$	$V_{Rd,max inf}$	$V_{Rd, inf}$
[m]	[m]	[m]	[mm]	[mm]		[mm]	[mm]	(totale)	[mm <sup>2</sup> /m]	°	[kN]	[kN]	[kN]
-12,50	12,50	78,54	800	720	0,004	0	0	0	0,00	21,8	0,00	1.709,36	344,49
-12,00	12,00	75,40	892	812	0,004	0	0	0	0,00	21,8	0,00	1.928,03	370,76
-11,50	11,50	72,26	984	904	0,003	0	0	0	0,00	21,8	0,00	2.146,69	396,97
-10,50	10,50	65,97	1168	1088	0,003	20	1000	116	552,38	21,8	487,00	2.584,03	487,00
-9,50	9,50	59,69	1353	1273	0,003	20	1000	116	610,53	21,8	629,36	3.021,37	629,36
-8,60	8,60	54,04	1518	1438	0,003	20	900	116	674,42	21,8	873,15	3.414,83	873,15
-7,80	7,80	49,01	1666	1586	0,003	20	800	116	743,59	21,8	1.194,00	3.764,69	1.194,00
-7,00	7,00	43,98	1813	1733	0,003	20	800	116	828,57	21,8	1.454,02	4.114,71	1.454,02
-6,40	6,40	40,21	1924	1844	0,003	20	600	108	843,75	21,8	2.100,11	4.377,11	2.100,11
-5,80	5,80	36,44	2034	1954	0,003	20	600	96	931,03	21,8	2.456,28	4.639,51	2.456,28
-5,30	5,30	33,30	2126	2046	0,003	20	500	96	905,66	21,8	3.001,64	4.859,00	3.001,64
-4,80	4,80	30,16	2218	2138	0,004	20	500	88	916,67	21,8	3.175,78	5.076,64	3.175,78
-4,30	4,30	27,02	2311	2231	0,004	20	500	88	1023,26	21,8	3.697,75	5.295,30	3.697,75
-3,80	3,80	23,88	2403	2323	0,004	20	500	80	1052,63	21,8	3.960,98	5.513,96	3.960,98
-3,30	3,30	20,73	2495	2415	0,005	20	500	80	1212,12	21,8	4.742,00	5.732,62	4.742,00
-3,00	3,00	18,85	2550	2470	0,005	20	500	100	2816,67	31,0	7.506,18	7.506,18	7.506,18
-3,00	3,00	18,85	3150	3070	0,004	26	500	100	2816,67	31,0	9.329,54	9.329,54	9.329,54
-2,50	2,50	15,71	3150	3070	0,005	26	500	100	3380,00	34,3	9.844,44	9.844,44	9.844,44
-2,00	2,00	12,57	3150	3070	0,006	26	500	100	4225,00	39,1	10.344,67	10.344,67	10.344,67

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.

#### 10.4. 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 in esame.

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:

$$\sigma_{SLE R} \leq 360,00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{C SLE R} \leq 27,00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{C SLE QP} \leq 20,25 \text{ MPa}$$

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 <sub>inf</sub> )	A <sub>f, inf</sub>	A <sub>f, sup</sub>	M <sub>SLE r, inf</sub>	X <sub>inf</sub>	J <sub>inf</sub>	σ <sub>C SLE R inf</sub>	σ <sub>S SLE R inf</sub>	σ <sub>C SLE R</sub> < σ <sub>C max SLE QP</sub> σ <sub>S SLE R</sub> < σ <sub>S max SLE R</sub>
[m]	[m]	[mm]	[mm <sup>2</sup> /m]	[mm <sup>2</sup> /m]	[kN*m]	[mm]	[mm <sup>4</sup> ]	[Mpa]	[Mpa]	
12,50	-	800	2848,00	2848,00	0,00	189,61	1,48E+10	0,00	0,00	VERIFICA
12,00	-	892	2966,67	2966,67	30,87	206,50	2,00E+10	0,32	14,04	VERIFICA
11,50	-	984	3095,65	3095,65	63,73	223,40	2,62E+10	0,54	24,85	VERIFICA
11,00	-	1076	3236,36	3236,36	63,73	240,44	3,36E+10	0,46	21,49	VERIFICA
10,50	-	1168	3390,48	3390,48	78,65	257,72	4,24E+10	0,48	23,11	VERIFICA
10,00	-	1261	3560,00	3560,00	92,66	275,34	5,27E+10	0,48	23,85	VERIFICA
9,50	-9,50	1353	3747,37	3747,37	99,21	293,41	6,49E+10	0,45	22,46	VERIFICA
9,00	-9,00	1445	3955,56	3955,56	32,82	312,06	7,91E+10	0,13	6,55	VERIFICA
8,50	-8,50	1537	4188,24	4188,24	32,80	331,39	9,57E+10	0,11	5,79	VERIFICA
8,00	-8,00	1629	4450,00	4450,00	0,00	351,56	1,15E+11	0,00	0,00	VERIFICA
7,50	-7,50	1721	4746,67	4746,67	0,00	372,73	1,38E+11	0,00	0,00	VERIFICA
7,00	-7,00	1813	5085,71	5085,71	0,00	395,07	1,65E+11	0,00	0,00	VERIFICA
6,50	-6,50	1905	5907,69	5907,69	86,41	430,29	2,10E+11	0,18	8,62	VERIFICA
6,00	-6,00	1997	6400,00	6400,00	173,22	456,35	2,50E+11	0,32	15,17	VERIFICA
5,50	-5,50	2089	6981,82	6981,82	506,23	484,46	2,99E+11	0,82	38,78	VERIFICA
5,00	-5,00	2182	7680,00	7680,00	914,16	515,0	3,57E+11	1,32	60,88	VERIFICA

						7	1			
4,50	-4,50	2274	8533,33	8533,33	1197,18	548,7 4	4,30E+1 1	1,53	68,77	VERIFICA
4,00	-4,00	2366	12800,0 0	9600,00	1556,29	670,8 2	6,52E+1 1	1,60	57,85	VERIFICA
3,50	-3,50	2458	14628,5 7	10971,4 3	2390,15	719,3 3	7,95E+1 1	2,16	74,80	VERIFICA
3,00	-3,00	2550	17066,6 7	12800,0 0	3304,66	775,1 4	9,83E+1 1	2,60	85,43	VERIFICA
2,50	-2,50	3150	15360,0 0	15360,0 0	5253,03	829,1 1	1,48E+1 2	2,95	119,61	VERIFICA
2,00	-2,00	3150	19200,0 0	19200,0 0	7259,42	888,9 8	1,79E+1 2	3,60	132,48	VERIFICA

Tensione nel calcestruzzo inferiore e nell'acciaio superiore dovuta al momento radiale che tende le fibre superiori										
y (-)	y (+)	H(M <sub>sup</sub> )	A <sub>f, inf</sub>	A <sub>f, sup</sub>	M <sub>SLE r, sup</sub>	x <sub>sup</sub>	J <sub>sup</sub>	σ <sub>C SLE R sup</sub>	σ <sub>S SLE R sup</sub>	σ <sub>C SLE R</sub> < σ <sub>C max SLE QP</sub> σ <sub>S SLE R</sub> < σ <sub>S max SLE R</sub>
[m]	[m]	[mm]	[mm <sup>2</sup> /m]	[mm <sup>2</sup> /m]	[kN*m]	[mm]	[mm <sup>4</sup> ]	[Mpa]	[Mpa]	
12,50	-12,50	800	2848,00	2848,00	0,00	189,61	1,48E+10	0,00	0,00	VERIFICA
12,00	-12,00	892	2966,67	2966,67	-3,17	206,50	2,00E+10	0,03	1,44	VERIFICA
11,50	-11,50	984	3095,65	3095,65	-10,00	223,40	2,62E+10	0,09	3,90	VERIFICA
11,00	-11,00	1076	3236,36	3236,36	-10,00	240,44	3,36E+10	0,07	3,37	VERIFICA
10,50	-10,50	1168	3390,48	3390,48	-18,27	257,72	4,24E+10	0,11	5,37	VERIFICA
10,00	-10,00	1261	3560,00	3560,00	-30,57	275,34	5,27E+10	0,16	7,87	VERIFICA
9,50	-9,50	1353	3747,37	3747,37	-39,54	293,41	6,49E+10	0,18	8,95	VERIFICA
9,00	-9,00	1445	3955,56	3955,56	-42,71	312,06	7,91E+10	0,17	8,53	VERIFICA
8,50	-8,50	1537	4188,24	4188,24	-50,38	331,39	9,57E+10	0,17	8,89	VERIFICA
8,00	-8,00	1629	4450,00	4450,00	-99,92	351,56	1,15E+11	0,31	15,59	VERIFICA
7,50	-7,50	1721	4746,67	4746,67	-224,85	372,73	1,38E+11	0,61	31,02	VERIFICA
7,00	-7,00	1813	5085,71	5085,71	-354,82	395,07	1,65E+11	0,85	43,24	VERIFICA
6,50	-6,50	1905	5907,69	5907,69	-571,67	430,29	2,10E+11	1,17	57,00	VERIFICA
6,00	-6,00	1997	6400,00	6400,00	-647,35	456,35	2,50E+11	1,18	56,70	VERIFICA
5,50	-5,50	2089	6981,82	6981,82	-865,29	484,46	2,99E+11	1,40	66,29	VERIFICA
5,00	-5,00	2182	7680,00	7680,00	-1147,69	515,07	3,57E+11	1,65	76,44	VERIFICA
4,50	-4,50	2274	8533,33	8533,33	-1463,17	548,74	4,30E+11	1,87	84,05	VERIFICA
4,00	-4,00	2366	12800,00	9600,00	-2034,96	559,50	5,32E+11	2,14	99,11	VERIFICA
3,50	-3,50	2458	14628,57	10971,43	-2377,54	598,46	6,52E+11	2,18	97,40	VERIFICA
3,00	-3,00	2550	17066,67	12800,00	-3376,27	642,94	8,11E+11	2,68	114,14	VERIFICA
2,50	-2,50	2550	15360,00	15360,00	-4886,92	829,11	1,48E+12	2,74	81,48	VERIFICA
2,00	-2,00	2550	19200,00	19200,00	-5195,15	888,98	1,79E+12	2,58	68,73	VERIFICA

Tensione nel calcestruzzo superiore e nell'acciaio inferiore dovuta al momento circonferenziale che tende le fibre inferiori										
y (-)	y (+)	H(M <sub>inf</sub> )	A <sub>f, inf</sub>	A <sub>f, sup</sub>	M <sub>SLE c, inf</sub>	x <sub>inf</sub>	J <sub>inf</sub>	σ <sub>C SLE R inf</sub>	σ <sub>S SLE R inf</sub>	σ <sub>C SLE R</sub> < σ <sub>C max SLE QP</sub> σ <sub>S SLE R</sub> < σ <sub>S max SLE R</sub>
[m]	[m]	[mm]	[mm <sup>2</sup> /m]	[mm <sup>2</sup> /m]	[kN*m]	[mm]	[mm <sup>4</sup> ]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]
-	12,50	800	2123,72	2123,72	0,00	170,8 7	1,15E+1 0	0,00	0,00	VERIFICA
-	12,00	892	2123,72	2123,72	4,44	183,0 6	1,50E+1 0	0,05	2,80	VERIFICA
-	11,50	984	2123,72	2123,72	4,93	194,6 8	1,89E+1 0	0,05	2,77	VERIFICA
-	11,00	1076	2123,72	2123,72	7,10	205,7 9	2,33E+1 0	0,06	3,61	VERIFICA

-10,50	10,50	1168	2123,72	2123,72	11,46	216,47	2,82E+10	0,09	5,32	VERIFICA
-10,00	10,00	1261	2123,72	2123,72	11,78	226,75	3,36E+10	0,08	5,02	VERIFICA
-10,00	10,00	1261	2654,65	2654,65	28,41	247,06	4,08E+10	0,17	9,74	VERIFICA
-9,00	9,00	1445	2654,65	2654,65	32,14	268,79	5,57E+10	0,16	9,48	VERIFICA
-8,50	8,50	1537	2654,65	2654,65	58,28	279,16	6,41E+10	0,25	16,07	VERIFICA
-8,00	8,00	1629	2654,65	2654,65	82,15	289,24	7,30E+10	0,33	21,26	VERIFICA
-7,50	7,50	1721	2654,65	2654,65	98,38	299,05	8,25E+10	0,36	23,99	VERIFICA
-7,00	7,00	1813	2654,65	2654,65	144,86	308,61	9,27E+10	0,48	33,40	VERIFICA
-6,50	6,50	1905	3318,31	3318,31	238,11	347,19	1,26E+11	0,65	41,82	VERIFICA
-6,00	6,00	1997	3318,31	3318,31	371,49	357,34	1,40E+11	0,95	62,02	VERIFICA
-5,50	5,50	2089	4084,07	4084,07	525,97	398,07	1,86E+11	1,12	68,24	VERIFICA
-5,00	5,00	2182	4084,07	4084,07	614,58	408,80	2,05E+11	1,23	76,15	VERIFICA
-4,50	4,50	2274	4084,07	4084,07	948,16	419,32	2,25E+11	1,77	112,41	VERIFICA
-4,00	4,00	2366	8848,82	8848,82	1114,68	570,30	4,84E+11	1,31	59,22	VERIFICA
-3,50	3,50	2458	8848,82	8848,82	1392,06	584,80	5,27E+11	1,54	71,01	VERIFICA
-3,00	3,00	2550	8848,82	8848,82	2166,86	599,06	5,72E+11	2,27	106,31	VERIFICA
-2,50	2,50	3150	8848,82	8848,82	3132,34	686,74	9,11E+11	2,36	122,95	VERIFICA
-2,00	2,00	3150	8848,82	8848,82	3798,20	686,74	9,11E+11	2,86	149,09	VERIFICA

## Tensione nel calcestruzzo inferiore e nell'acciaio superiore dovuta al momento circonferenziale che tende le fibre superiori

y (-)	y (+)	H(M <sub>sup</sub> )	A <sub>f, inf</sub>	A <sub>f, sup</sub>	M <sub>SLE c, sup</sub>	X <sub>sup</sub>	J <sub>sup</sub>	σ <sub>C SLE R sup</sub>	σ <sub>S SLE R sup</sub>	σ <sub>C SLE R</sub> < σ <sub>C max SLE QP</sub> σ <sub>S SLE R</sub> < σ <sub>S max SLE R</sub>
[m]	[m]	[mm]	[mm <sup>2</sup> /m]	[mm <sup>2</sup> /m]	[kN*m]	[mm]	[mm <sup>4</sup> ]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]
-12,50	12,50	800	2123,72	2123,72	0,00	170,87	1,15E+10	0,00	0,00	VERIFICA
-12,00	12,00	892	2123,72	2123,72	0,00	183,06	1,50E+10	0,00	0,00	VERIFICA
-11,50	11,50	984	2123,72	2123,72	0,00	194,68	1,89E+10	0,00	0,00	VERIFICA
-11,00	11,00	1076	2123,72	2123,72	0,00	205,79	2,33E+10	0,00	0,00	VERIFICA
-10,50	10,50	1168	2123,72	2123,72	-41,20	216,47	2,82E+10	0,32	19,11	VERIFICA
-10,00	10,00	1261	2123,72	2123,72	-50,89	226,75	3,36E+10	0,34	21,70	VERIFICA
-10,00	10,00	1261	2654,65	2654,65	-116,58	247,06	4,08E+10	0,71	39,97	VERIFICA
-9,00	9,00	1445	2654,65	2654,65	-146,98	268,79	5,57E+10	0,71	43,36	VERIFICA
-8,50	8,50	1537	2654,65	2654,65	-219,92	279,16	6,41E+10	0,96	60,65	VERIFICA
-8,00	8,00	1629	2654,65	2654,65	-329,97	289,24	7,30E+10	1,31	85,41	VERIFICA
-7,50	7,50	1721	2654,65	2654,65	-329,97	299,05	8,25E+10	1,20	80,47	VERIFICA
-7,00	7,00	1813	2654,65	2654,65	-451,34	308,61	9,27E+10	1,50	104,05	VERIFICA
-6,50	6,50	1905	3318,31	3318,31	-625,68	347,19	1,26E+11	1,72	109,88	VERIFICA
-6,00	6,00	1997	3318,31	3318,31	-842,39	357,34	1,40E+11	2,15	140,63	VERIFICA
-5,50	5,50	2089	4084,07	4084,07	-1080,33	398,07	1,86E+11	2,31	140,17	VERIFICA
-5,00	5,00	2182	4084,07	4084,07	-1125,92	408,80	2,05E+11	2,25	139,50	VERIFICA
-4,50	4,50	2274	4084,07	4084,07	-1268,92	419,32	2,25E+11	2,37	150,44	VERIFICA

-4,00	4,00	2366	8848,82	8848,82	-1655,65	570,30	4,84E+11	1,95	87,96	VERIFICA
-3,50	3,50	2458	8848,82	8848,82	-1740,23	584,80	5,27E+11	1,93	88,77	VERIFICA
-3,00	3,00	2550	8848,82	8848,82	-2688,38	599,06	5,72E+11	2,82	131,89	VERIFICA
-2,50	2,50	2550	8848,82	8848,82	-3754,45	599,06	5,72E+11	3,93	184,19	VERIFICA
-2,00	2,00	2550	8848,82	8848,82	-4264,08	599,06	5,72E+11	4,47	209,19	VERIFICA

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

### 10.5. VERIFICA A FATICA

La fatica è un fenomeno meccanico per cui un materiale sottoposto a cicli di carico variabili nel tempo (in maniera regolare o variabili ciclicamente) si danneggia fino a rottura, nonostante l'intensità massima dei carichi in questione sia sensibilmente inferiore a quella di rottura o di snervamento statico del materiale stesso.

Secondo quanto previsto dall'Eurocodice 2 al punto 6.8, la resistenza delle strutture a fatica deve essere svolta separatamente per il calcestruzzo e per l'acciaio.

La verifica sulle barre d'armatura metallica, par. 6.8.4, prevede il calcolo delle tensioni massime e minime,  $\sigma_{\max}$  e  $\sigma_{\min}$ , per le sezioni maggiormente svantaggiate, la cui differenza dovrà essere minore di:

$$\Delta\sigma_{Rsd} = \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{S,fat}}$$

dove:

$\Delta\sigma_{Rsk}$  si ricava dalla tabella 6.3N in funzione del tipo di armatura e del numero di cicli di carico.

Per barre dritte  $\Delta\sigma_{Rsk} = 162,5$  MPa.

$\gamma_{S,fat}$  è un coefficiente di sicurezza che si ricava dalla tabella 2.1N dell'Eurocodice suddetto pari a 1,15.

Il valore di  $\Delta\sigma_{Rsd}$  nel caso di barre piegate va ridotto a mezzo del fattore  $\zeta = 0,35 + 0,26 D/\varphi$ , in cui D è il diametro del mandrino e  $\varphi$  è il diametro della barra.

Mentre la verifica sul calcestruzzo, par. 6.8.7, prevede che vi sia una soddisfacente resistenza a fatica se sono soddisfatte le seguenti espressioni:

$$E_{cd,max} + 0,43 \sqrt{1-R_{equ}} < 1 \quad (1)$$

$$0,5 + 0,45 \sigma_{c,min} / f_{cd,fat} > \sigma_{cd,max} / f_{cd,fat} \quad (2)$$

L'escursione massima di tensione consentita nelle barre è quindi pari a:

$\Delta\sigma_{Rsd}$ (dritte)	101,70 Mpa	(Per barre dritte a m=7)
$\Delta\sigma_{Rsk}$ (piegate D=7 $\phi$ )	54,10 Mpa	(per barre con $\phi > 16$ piegate con D=7 $\phi$ )
$\Delta\sigma_{Rsk}$ (piegate $\phi 32$ D=320)	62,03 Mpa	(per barre $\phi = 32$ piegate con D=320mm)

L'analisi condotta può essere riassunta nelle seguenti tabelle:

Caratteristiche delle sezioni soggette a momento radiale positivo e negativo										
Caratteristiche geometriche della sezione							Il momento tende le fibre inferiori		Il momento tende le fibre superiori	
y	H(M <sub>inf</sub> )	H(M <sub>sup</sub> )	A <sub>f, inf</sub>	A <sub>f, sup</sub>	M <sub>fat min</sub>	M <sub>fat max</sub>	X <sub>inf</sub>	J <sub>inf</sub>	X <sub>sup</sub>	J <sub>sup</sub>
[m]	[mm]	[mm]	[mm <sup>2</sup> /m]	[mm <sup>2</sup> /m]	[kN*m]	[kN*m]	[mm]	[mm <sup>4</sup> ]	[mm]	[mm <sup>4</sup> ]
12,50	800	800	2848,00	2848,00	0,00	0,00	189,61	1,48E+10	189,61	1,48E+10
12,00	892	892	2966,67	2966,67	-1,32	-0,42	206,50	2,00E+10	206,50	2,00E+10
11,50	984	984	3095,65	3095,65	3,65	13,43	223,40	2,62E+10	223,40	2,62E+10
11,00	1076	1076	3236,36	3236,36	6,10	30,04	240,44	3,36E+10	240,44	3,36E+10
10,50	1168	1168	3390,48	3390,48	8,84	51,24	257,72	4,24E+10	257,72	4,24E+10
10,00	1261	1261	3560,00	3560,00	11,74	66,41	275,34	5,27E+10	275,34	5,27E+10
9,50	1353	1353	3747,37	3747,37	14,34	92,86	293,41	6,49E+10	293,41	6,49E+10
9,00	1445	1445	3955,56	3955,56	20,47	90,23	312,06	7,91E+10	312,06	7,91E+10
8,00	1629	1629	4450,00	4450,00	26,42	44,11	351,56	1,15E+11	351,56	1,15E+11
7,50	1721	1721	4746,67	4746,67	29,09	51,49	372,73	1,38E+11	372,73	1,38E+11
7,00	1813	1813	5085,71	5085,71	-30,49	29,09	395,07	1,65E+11	395,07	1,65E+11
7,00	1813	1813	5485,71	5485,71	-30,49	29,09	405,94	1,76E+11	405,94	1,76E+11
6,50	1905	1905	5907,69	5907,69	-154,54	17,56	430,29	2,10E+11	430,29	2,10E+11
6,00	1997	1997	6400,00	6400,00	-187,32	2,87	456,35	2,50E+11	456,35	2,50E+11
6,00	1997	1997	6400,00	6400,00	-187,32	2,87	456,35	2,50E+11	456,35	2,50E+11
5,50	2089	2089	6981,82	6981,82	-323,09	-26,25	484,46	2,99E+11	484,46	2,99E+11
5,50	2089	2089	6981,82	6981,82	-323,09	-26,25	484,46	2,99E+11	484,46	2,99E+11
5,00	2182	2182	7680,00	7680,00	-496,07	-47,60	515,07	3,57E+11	515,07	3,57E+11
4,50	2274	2274	8533,33	8533,33	-838,00	-102,18	548,74	4,30E+11	548,74	4,30E+11
4,50	2274	2274	11377,78	8533,33	-838,00	-102,18	627,86	5,39E+11	524,80	4,38E+11
4,00	2366	2366	12800,00	9600,00	-1041,63	-220,51	670,82	6,52E+11	559,50	5,32E+11
3,50	2458	2458	14628,57	10971,43	-1458,42	-304,68	719,33	7,95E+11	598,46	6,52E+11
3,00	2550	2550	17066,67	12800,00	-1914,56	-510,89	775,14	9,83E+11	642,94	8,11E+11
3,00	3150	2550	12800,00	12800,00	-1914,56	-510,89	780,93	1,26E+12	677,44	7,89E+11
2,50	3150	2550	15360,00	15360,00	-2985,42	-862,55	829,11	1,48E+12	717,07	9,24E+11
2,00	3150	2550	19200,00	19200,00	-3972,36	-1257,25	888,98	1,79E+12	765,86	1,12E+12
-12,50	800	800	2848,00	2848,00	0,00	0,00	189,61	1,48E+10	189,61	1,48E+10
-12,00	892	892	2966,67	2966,67	-0,17	-0,05	206,50	2,00E+10	206,50	2,00E+10
-11,50	984	984	3095,65	3095,65	-1,71	0,42	223,40	2,62E+10	223,40	2,62E+10
-11,00	1076	1076	3236,36	3236,36	-7,02	-1,57	240,44	3,36E+10	240,44	3,36E+10
-10,50	1168	1168	3390,48	3390,48	-13,56	-3,03	257,72	4,24E+10	257,72	4,24E+10
-10,00	1261	1261	3560,00	3560,00	-19,73	-6,99	275,34	5,27E+10	275,34	5,27E+10
-9,50	1353	1353	3747,37	3747,37	-31,80	-11,19	293,41	6,49E+10	293,41	6,49E+10
-9,00	1445	1445	3955,56	3955,56	-37,01	-16,57	312,06	7,91E+10	312,06	7,91E+10
-8,50	1537	1537	4188,24	4188,24	-42,57	-21,59	331,39	9,57E+10	331,39	9,57E+10
-8,00	1629	1629	4450,00	4450,00	-37,39	-20,75	351,56	1,15E+11	351,56	1,15E+11
-7,50	1721	1721	4746,67	4746,67	-46,58	-26,48	372,73	1,38E+11	372,73	1,38E+11
-7,00	1813	1813	5085,71	5085,71	-13,66	-14,74	395,07	1,65E+11	395,07	1,65E+11
-7,00	1813	1813	5485,71	5485,71	-13,66	-14,74	405,94	1,76E+11	405,94	1,76E+11
-6,50	1905	1905	5907,69	5907,69	19,24	56,11	430,29	2,10E+11	430,29	2,10E+11
-6,00	1997	1997	6400,00	6400,00	20,83	68,96	456,35	2,50E+11	456,35	2,50E+11
-6,00	1997	1997	6400,00	6400,00	20,83	68,96	456,35	2,50E+11	456,35	2,50E+11
-5,50	2089	2089	6981,82	6981,82	59,55	180,01	484,46	2,99E+11	484,46	2,99E+11
-5,50	2089	2089	6981,82	6981,82	59,55	180,01	484,46	2,99E+11	484,46	2,99E+11
-5,00	2182	2182	7680,00	7680,00	109,24	337,56	515,07	3,57E+11	515,07	3,57E+11
-4,50	2274	2274	8533,33	8533,33	207,88	696,01	548,74	4,30E+11	548,74	4,30E+11
-4,50	2274	2274	11377,78	8533,33	207,88	696,01	627,86	5,39E+11	524,80	4,38E+11
-4,00	2366	2366	12800,00	9600,00	420,07	919,71	670,82	6,52E+11	559,50	5,32E+11
-3,50	2458	2458	14628,57	10971,43	579,67	1449,82	719,33	7,95E+11	598,46	6,52E+11
-3,00	2550	2550	17066,67	12800,00	980,20	2056,93	775,14	9,83E+11	642,94	8,11E+11
-3,00	3150	2550	12800,00	12800,00	980,20	2056,93	780,93	1,26E+12	677,44	7,89E+11
-2,50	3150	2550	15360,00	15360,00	1622,07	3357,84	829,11	1,48E+12	717,07	9,24E+11
-2,00	3150	2550	19200,00	19200,00	2311,88	4780,60	888,98	1,79E+12	765,86	1,12E+12

Escursione di tensione dovuta al momento radiale che tende le fibre inferiori nel calcestruzzo e nell'acciaio												
y	verifiche nelle barre di acciaio					verifiche nel calcestruzzo						
	$\sigma_{s\ inf, \ min}$	$\sigma_{s\ inf, \ max}$	$\Delta\sigma_{s\ inf, \ max}$	$\Delta\sigma_{Rsd}$	verificato	$\sigma_{c\ inf, \ min}$	$E_{cd, \ min, \ equ}$	$\sigma_{c\ inf, \ max}$	$E_{cd, \ max, \ equ}$	$R_{equ}$	(1)	(2)
[m]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]		[Mpa]				
12,50	0,00	0,00	0,00	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
12,00	-0,13	-0,04	0,09	54,10	SI	0,01	0,001	0,00	0,0002	0,32	0,36	0,50
11,50	1,42	5,24	3,81	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
11,00	2,06	10,13	8,07	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
10,50	2,60	15,06	12,46	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
10,00	3,02	17,09	14,07	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
9,50	3,25	21,02	17,78	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
9,00	4,09	18,02	13,93	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
8,50	4,38	14,23	9,84	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
8,00	4,12	6,88	2,76	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
7,50	4,01	7,10	3,09	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
7,00	-0,87	3,54	4,42	54,10	SI	0,07	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
7,00	-0,85	3,29	4,14	54,10	SI	0,07	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
6,50	-3,87	1,75	5,62	101,69	SI	0,32	0,01	0,00	0,00	0,00	0,43	0,51
6,00	-4,23	0,25	4,48	101,69	SI	0,34	0,02	0,00	0,00	0,00	0,43	0,51
6,00	-4,23	0,25	4,48	101,69	SI	0,34	0,02	0,00	0,00	0,00	0,43	0,51
5,50	-6,56	-0,53	6,03	101,69	SI	0,52	0,02	0,04	0,00	0,08	0,41	0,51
5,50	-6,56	-0,53	6,03	101,69	SI	0,52	0,02	0,04	0,00	0,08	0,41	0,51
5,00	-9,06	-0,87	8,19	101,69	SI	0,72	0,03	0,07	0,00	0,10	0,41	0,51
4,50	-12,75	-1,55	11,20	101,69	SI	1,00	0,04	0,12	0,01	0,12	0,41	0,52
4,00	-14,09	-2,98	11,11	54,10	SI	1,10	0,05	0,23	0,01	0,21	0,39	0,52
3,50	-17,41	-3,64	13,77	54,10	SI	1,34	0,06	0,28	0,01	0,21	0,39	0,53
3,00	-19,94	-5,32	14,62	54,10	SI	1,52	0,07	0,41	0,02	0,27	0,39	0,53
3,00	-21,74	-5,80	15,94	54,10	SI	1,64	0,07	0,44	0,02	0,27	0,39	0,53
2,50	-30,86	-8,92	21,95	54,10	SI	2,32	0,10	0,67	0,03	0,29	0,39	0,55
2,00	-36,44	-11,53	24,90	54,10	SI	2,71	0,12	0,86	0,04	0,32	0,39	0,55
-12,50	0,00	0,00	0,00	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-12,00	-0,02	0,00	0,01	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,29	0,36	0,50
-11,50	-0,14	0,16	0,30	54,10	SI	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-11,00	-0,50	-0,11	0,39	54,10	SI	0,05	0,00	0,01	0,00	0,22	0,38	0,50
-10,50	-0,85	-0,19	0,66	54,10	SI	0,08	0,00	0,02	0,00	0,22	0,38	0,50
-10,00	-1,10	-0,39	0,71	54,10	SI	0,10	0,00	0,04	0,00	0,35	0,35	0,50
-9,50	-1,57	-0,55	1,02	54,10	SI	0,14	0,01	0,05	0,00	0,35	0,35	0,50
-9,00	-1,63	-0,73	0,90	54,10	SI	0,15	0,01	0,07	0,00	0,45	0,32	0,50
-8,50	-1,68	-0,85	0,83	54,10	SI	0,15	0,01	0,07	0,00	0,51	0,31	0,50
-8,00	-1,32	-0,73	0,59	54,10	SI	0,11	0,01	0,06	0,00	0,55	0,29	0,50
-7,50	-1,48	-0,84	0,64	54,10	SI	0,13	0,01	0,07	0,00	0,57	0,29	0,50
-7,00	-0,39	-0,42	-0,03	54,10	SI	0,03	0,00	0,04	0,00	0,93	0,12	0,50
-7,00	-0,38	-0,41	-0,03	54,10	SI	0,03	0,00	0,03	0,00	0,93	0,12	0,50
-6,50	1,92	5,59	3,68	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-6,00	1,82	6,04	4,22	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-6,00	1,82	6,04	4,22	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-5,50	4,56	13,79	9,23	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-5,50	4,56	13,79	9,23	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-5,00	7,28	22,48	15,21	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-4,50	11,94	39,98	28,04	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-4,50	9,05	30,31	21,26	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-4,00	15,62	34,19	18,57	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-3,50	18,14	45,37	27,23	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-3,00	25,34	53,18	27,84	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-3,00	26,73	56,09	29,36	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-2,50	36,93	76,46	39,52	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-2,00	42,19	87,24	45,05	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50

Escursione di tensione dovuta al momento radiale che tende le fibre superiori nel calcestruzzo e nell'acciaio												
y [m]	verifiche nelle barre di acciaio					verifiche nel calcestruzzo						
	$\sigma_{s, sup, min}$ [Mpa]	$\sigma_{s, sup, max}$ [Mpa]	$\Delta\sigma_{s, sup, max}$ [Mpa]	$\Delta\sigma_{Rsd}$ [Mpa]	verificat o	$\sigma_{c, sup, min}$ [Mpa]	$E_{cd, min, eq, u}$	$\sigma_{c, sup, max}$ [Mpa]	$E_{cd, max, eq, u}$	R <sub>equ</sub>	(1) < 1	(2) > E <sub>cd, max, eq, u</sub>
12,50	0,00	0,00	0,00	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
12,00	-0,60	-0,19	0,41	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
11,50	0,30	1,10	0,80	54,10	SI	0,03	0,00	0,11	0,01	0,27	0,37	0,50
11,00	0,44	2,15	1,71	54,10	SI	0,04	0,00	0,21	0,01	0,20	0,39	0,50
10,50	0,56	3,22	2,67	54,10	SI	0,05	0,00	0,31	0,01	0,17	0,40	0,50
10,00	0,65	3,69	3,04	101,69	SI	0,06	0,00	0,35	0,02	0,18	0,41	0,50
9,50	0,71	4,58	3,87	101,69	SI	0,06	0,00	0,42	0,02	0,15	0,41	0,50
9,00	0,90	3,97	3,07	101,69	SI	0,08	0,00	0,36	0,02	0,23	0,39	0,50
8,50	0,98	3,18	2,20	101,69	SI	0,09	0,00	0,28	0,01	0,31	0,37	0,50
8,00	0,93	1,56	0,63	101,69	SI	0,08	0,00	0,13	0,01	0,60	0,28	0,50
7,50	0,93	1,64	0,71	101,69	SI	0,08	0,00	0,14	0,01	0,56	0,29	0,50
7,00	-3,72	0,83	4,55	101,69	SI	0,00	0,00	0,07	0,00	0,00	0,43	0,50
7,00	-3,45	0,81	4,26	101,69	SI	0,00	0,00	0,07	0,00	0,00	0,43	0,50
6,50	-15,41	0,44	15,85	101,69	SI	0,00	0,00	0,04	0,00	0,00	0,43	0,50
6,00	-16,41	0,06	16,47	101,69	SI	0,00	0,00	0,01	0,00	0,00	0,43	0,50
6,00	-16,41	0,06	16,47	101,69	SI	0,00	0,00	0,01	0,00	0,00	0,43	0,50
5,50	-24,75	-2,01	22,74	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
5,50	-24,75	-2,01	22,74	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
5,00	-33,04	-3,17	29,87	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
4,50	-48,14	-5,87	42,27	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
4,50	-47,85	-5,83	42,01	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
4,00	-50,73	-10,74	39,99	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
3,50	-59,75	-12,48	47,27	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
3,00	-64,73	-17,27	47,45	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
3,00	-65,24	-17,41	47,83	62,03	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
2,50	-84,92	-24,54	60,39	62,03	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
2,00	-90,53	-28,65	61,88	62,03	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50

										0		
-										0,0		
12,50	0,00	0,00	0,00	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,43	0,50
-										0,0		
12,00	-0,08	-0,02	0,05	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,43	0,50
-										0,0		
11,50	-0,67	0,03	0,70	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,43	0,50
-										0,0		
11,00	-2,37	-0,53	1,84	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,43	0,50
-										0,0		
10,50	-3,98	-0,89	3,09	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,43	0,50
-										0,0		
10,00	-5,08	-1,80	3,28	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,43	0,50
-										0,0		
-9,50	-7,20	-2,53	4,67	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,43	0,50
-										0,0		
-9,00	-7,39	-3,31	4,08	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,43	0,50
-										0,0		
-8,50	-7,51	-3,81	3,70	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,43	0,50
-										0,0		
-8,00	-5,83	-3,24	2,60	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,43	0,50
-										0,0		
-7,50	-6,43	-3,65	2,77	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,43	0,50
-										0,0		
-7,00	-1,66	-1,80	-0,13	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,43	0,50
-										0,0		
-7,00	-1,55	-1,67	-0,12	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,43	0,50
-										0,3		
-6,50	0,48	1,40	0,92	101,69	SI	0,04	0,00	0,12	0,01	4	0,35	0,50
-										0,3		
-6,00	0,47	1,56	1,09	101,69	SI	0,04	0,00	0,13	0,01	0	0,36	0,50
-										0,3		
-6,00	0,47	1,56	1,09	101,69	SI	0,04	0,00	0,13	0,01	0	0,36	0,50
-										0,3		
-5,50	1,21	3,66	2,45	101,69	SI	0,10	0,00	0,29	0,01	3	0,36	0,50
-										0,3		
-5,50	1,21	3,66	2,45	101,69	SI	0,10	0,00	0,29	0,01	3	0,36	0,50
-										0,3		
-5,00	2,00	6,17	4,17	101,69	SI	0,16	0,01	0,49	0,02	2	0,38	0,50
-										0,3		
-4,50	3,40	11,39	7,99	101,69	SI	0,27	0,01	0,89	0,04	0	0,40	0,51
-										0,3		
-4,50	3,17	10,60	7,44	54,10	SI	0,24	0,01	0,81	0,04	0	0,40	0,50
-										0,4		
-4,00	5,71	12,51	6,79	54,10	SI	0,43	0,02	0,95	0,04	6	0,36	0,51
-										0,4		
-3,50	6,99	17,49	10,50	54,10	SI	0,52	0,02	1,31	0,06	0	0,39	0,51
-										0,4		
-3,00	10,39	21,81	11,42	54,10	SI	0,77	0,03	1,62	0,07	8	0,38	0,52
-										0,4		
-3,00	8,18	17,18	8,99	54,10	SI	0,61	0,03	1,28	0,06	8	0,37	0,51
-										0,4		
-2,50	12,35	25,56	13,21	54,10	SI	0,91	0,04	1,89	0,08	8	0,39	0,52
-										0,4		
-2,00	15,65	32,36	16,71	54,10	SI	1,15	0,05	2,37	0,10	8	0,41	0,52

Caratteristiche delle sezioni soggette a momento circonferenziale positivo e negativo										
Caratteristiche geometriche della sezione							Il momento tende le fibre inferiori		Il momento tende le fibre superiori	
y	H(M <sub>inf</sub> )	H(M <sub>sup</sub> )	A <sub>f, inf</sub>	A <sub>f, sup</sub>	M <sub>fat min</sub>	M <sub>fat max</sub>	X <sub>inf</sub>	J <sub>inf</sub>	X <sub>sup</sub>	J <sub>sup</sub>
[m]	[mm]	[mm]	[mm <sup>2</sup> /m]	[mm <sup>2</sup> /m]	[kN*m]	[kN*m]	[m]	[mm]	[mm]	[mm <sup>2</sup> /m]
-12,50	800,00	800,00	2123,72	2123,72	0,00	0,00	170,87	1,15E+10	170,87	1,15E+10
-12,00	892,11	892,11	2123,72	2123,72	3,46	4,11	183,06	1,50E+10	183,06	1,50E+10
-11,50	984,21	984,21	2123,72	2123,72	4,29	4,82	194,68	1,89E+10	194,68	1,89E+10
-11,00	1076,32	1076,32	2123,72	2123,72	5,93	7,10	205,79	2,33E+10	205,79	2,33E+10
-10,50	1168,42	1168,42	2123,72	2123,72	8,49	10,66	216,47	2,82E+10	216,47	2,82E+10
-10,00	1260,53	1260,53	2123,72	2123,72	9,20	11,73	226,75	3,36E+10	226,75	3,36E+10
-10,00	1260,53	1260,53	2654,65	2654,65	16,02	28,03	247,06	4,08E+10	247,06	4,08E+10
-9,00	1444,74	1444,74	2654,65	2654,65	20,17	30,57	268,79	5,57E+10	268,79	5,57E+10
-8,50	1536,84	1536,84	2654,65	2654,65	33,06	50,06	279,16	6,41E+10	279,16	6,41E+10
-8,00	1628,95	1628,95	2654,65	2654,65	33,06	50,06	289,24	7,30E+10	289,24	7,30E+10
-7,50	1721,05	1721,05	2654,65	2654,65	52,78	83,53	299,05	8,25E+10	299,05	8,25E+10
-7,00	1813,16	1813,16	2654,65	2654,65	74,79	121,97	308,61	9,27E+10	308,61	9,27E+10
-7,00	1813,16	1813,16	3318,31	3318,31	74,79	121,97	336,81	1,13E+11	336,81	1,13E+11
-6,50	1905,26	1905,26	3318,31	3318,31	118,63	199,69	347,19	1,26E+11	347,19	1,26E+11
-6,00	1997,37	1997,37	3318,31	3318,31	118,01	200,09	357,34	1,40E+11	357,34	1,40E+11
-6,00	1997,37	1997,37	4084,07	4084,07	118,01	200,09	387,12	1,69E+11	387,12	1,69E+11
-5,50	2089,47	2089,47	4084,07	4084,07	179,51	310,45	398,07	1,86E+11	398,07	1,86E+11
-5,50	2089,47	2089,47	4084,07	4084,07	179,51	310,45	398,07	1,86E+11	398,07	1,86E+11
-5,00	2181,58	2181,58	4084,07	4084,07	257,77	440,65	408,80	2,05E+11	408,80	2,05E+11
-4,50	2273,68	2273,68	4084,07	4084,07	310,22	676,09	419,32	2,25E+11	419,32	2,25E+11
-4,50	2273,68	2273,68	8848,82	8848,82	310,22	676,09	555,54	4,43E+11	555,54	4,43E+11
-4,00	2365,79	2365,79	8848,82	8848,82	447,21	794,17	570,30	4,84E+11	570,30	4,84E+11
-3,50	2457,89	2457,89	8848,82	8848,82	546,79	984,95	584,80	5,27E+11	584,80	5,27E+11
-3,00	2550,00	2550,00	8848,82	8848,82	880,62	1567,56	599,06	5,72E+11	599,06	5,72E+11
-3,00	3150,00	2550,00	8848,82	8848,82	880,62	1567,56	686,74	9,11E+11	599,06	5,72E+11
-2,50	3150,00	2550,00	8848,82	8848,82	1295,61	2282,54	686,74	9,11E+11	599,06	5,72E+11
-2,00	3150,00	2550,00	8848,82	8848,82	1530,56	2748,39	686,74	9,11E+11	599,06	5,72E+11
12,50	800,00	800,00	2123,72	2123,72	0,00	0,00	170,87	1,15E+10	170,87	1,15E+10
12,00	892,11	892,11	2123,72	2123,72	1,83	2,70	183,06	1,50E+10	183,06	1,50E+10
11,50	984,21	984,21	2123,72	2123,72	3,65	13,43	194,68	1,89E+10	194,68	1,89E+10
11,00	1076,32	1076,32	2123,72	2123,72	5,33	7,66	205,79	2,33E+10	205,79	2,33E+10
10,50	1168,42	1168,42	2123,72	2123,72	7,26	11,04	216,47	2,82E+10	216,47	2,82E+10
10,00	1260,53	1260,53	2123,72	2123,72	7,31	11,81	226,75	3,36E+10	226,75	3,36E+10
10,00	1260,53	1260,53	2654,65	2654,65	-1,32	11,65	247,06	4,08E+10	247,06	4,08E+10
9,00	1444,74	1444,74	2654,65	2654,65	-16,97	11,64	268,79	5,57E+10	268,79	5,57E+10
8,50	1536,84	1536,84	2654,65	2654,65	-43,98	12,45	279,16	6,41E+10	279,16	6,41E+10
8,00	1628,95	1628,95	2654,65	2654,65	-43,98	12,45	289,24	7,30E+10	289,24	7,30E+10
7,50	1721,05	1721,05	2654,65	2654,65	-92,90	14,37	299,05	8,25E+10	299,05	8,25E+10
7,00	1813,16	1813,16	2654,65	2654,65	-144,17	7,36	308,61	9,27E+10	308,61	9,27E+10
7,00	1813,16	1813,16	3318,31	3318,31	-144,17	7,36	336,81	1,13E+11	336,81	1,13E+11
6,50	1905,26	1905,26	3318,31	3318,31	-242,05	-6,83	347,19	1,26E+11	347,19	1,26E+11
6,00	1997,37	1997,37	3318,31	3318,31	-246,52	-7,02	357,34	1,40E+11	357,34	1,40E+11
6,00	1997,37	1997,37	4084,07	4084,07	-246,52	-7,02	387,12	1,69E+11	387,12	1,69E+11
5,50	2089,47	2089,47	4084,07	4084,07	-463,16	-27,76	398,07	1,86E+11	398,07	1,86E+11
5,50	2089,47	2089,47	4084,07	4084,07	-463,16	-27,76	398,07	1,86E+11	398,07	1,86E+11
5,00	2181,58	2181,58	4084,07	4084,07	-494,43	-51,09	408,80	2,05E+11	408,80	2,05E+11
4,50	2273,68	2273,68	4084,07	4084,07	-712,41	-76,78	419,32	2,25E+11	419,32	2,25E+11
4,50	2273,68	2273,68	8848,82	8848,82	-712,41	-76,78	555,54	4,43E+11	555,54	4,43E+11
4,00	2365,79	2365,79	8848,82	8848,82	-827,57	-127,80	570,30	4,84E+11	570,30	4,84E+11
3,50	2457,89	2457,89	8848,82	8848,82	-963,44	-177,26	584,80	5,27E+11	584,80	5,27E+11
3,00	2550,00	2550,00	8848,82	8848,82	-1443,79	-287,11	599,06	5,72E+11	599,06	5,72E+11
3,00	3150,00	2550,00	8848,82	8848,82	-1443,79	-287,11	686,74	9,11E+11	599,06	5,72E+11
2,50	3150,00	2550,00	8848,82	8848,82	-2043,66	-422,87	686,74	9,11E+11	599,06	5,72E+11

2,00	3150,00	2550,00	8848,82	8848,82	-2395,02	-468,93	686,74	9,11E+11	599,06	5,72E+11
------	---------	---------	---------	---------	----------	---------	--------	----------	--------	----------

Escursione di tensione dovuta al momento circonferenziale che tende le fibre inferiori nel calcestruzzo e nell'acciaio												
y (-) [m]	verifiche nelle barre di acciaio					verifiche nel calcestruzzo						
	$\sigma_{s \text{ inf, min}}$ [Mpa]	$\sigma_{s \text{ inf, max}}$ [Mpa]	$\Delta\sigma_{s \text{ inf, max}}$ [Mpa]	$\Delta\sigma_{Rsk}$ [Mpa]	verificato	$\sigma_{c \text{ inf, min}}$ [Mpa]	$E_{cd, \text{min, equ}}$	$\sigma_{c \text{ inf, max}}$ [Mpa]	$E_{cd, \text{max, equ}}$	Requ	1 ) < 1	2 ) > $E_{cd, \text{max, equ}}$
-12,50	0,00	0,00	0,00	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-12,00	2,18	2,59	0,41	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-11,50	2,41	2,71	0,30	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-11,00	3,02	3,61	0,60	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-10,50	3,94	4,95	1,01	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-10,00	3,92	5,00	1,08	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-10,00	5,49	9,61	4,12	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-9,00	5,95	9,02	3,07	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-8,50	9,12	13,80	4,69	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-8,00	8,56	12,96	4,40	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-7,50	12,87	20,37	7,50	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-7,00	17,24	28,12	10,88	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-7,00	13,85	22,59	8,74	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-6,50	20,83	35,07	14,24	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-6,00	19,70	33,40	13,70	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-6,00	16,07	27,25	11,18	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-5,50	23,29	40,28	16,99	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-5,50	23,29	40,28	16,99	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-5,00	31,94	54,60	22,66	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-4,50	36,78	80,15	43,38	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-4,50	17,19	37,47	20,28	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-4,00	23,76	42,19	18,43	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-3,50	27,89	50,25	22,35	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-3,00	43,20	76,90	33,70	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-3,00	34,57	61,53	26,96	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-2,50	50,86	89,60	38,74	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-2,00	60,08	107,88	47,80	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
12,50	0,00	0,00	0,00	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
12,00	1,15	1,70	0,55	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
11,50	2,05	7,56	5,50	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
11,00	2,71	3,90	1,18	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
10,50	3,37	5,12	1,75	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
10,00	3,12	5,04	1,92	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
10,00	-0,08	3,99	4,08	101,69	SI	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
9,00	-0,86	3,43	4,30	101,69	SI	0,08	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
8,50	-2,05	3,43	5,48	101,69	SI	0,19	0,01	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
8,00	-1,89	3,22	5,11	101,69	SI	0,17	0,01	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
7,50	-3,70	3,50	7,20	101,69	SI	0,34	0,01	0,00	0,00	0,00	0,43	0,51
7,00	-5,33	1,70	7,03	101,69	SI	0,48	0,02	0,00	0,00	0,00	0,43	0,51
7,00	-4,91	1,36	6,28	101,69	SI	0,43	0,02	0,00	0,00	0,00	0,43	0,51
6,50	-7,68	-0,22	7,47	101,69	SI	0,67	0,03	0,02	0,00	0,03	0,42	0,51
6,00	-7,32	-0,21	7,11	101,69	SI	0,63	0,03	0,02	0,00	0,03	0,42	0,51
6,00	-6,74	-0,19	6,55	101,69	SI	0,57	0,03	0,02	0,00	0,03	0,42	0,51
5,50	-11,86	-0,71	11,15	101,69	SI	0,99	0,04	0,06	0,00	0,06	0,42	0,52
5,50	-11,86	-0,71	11,15	101,69	SI	0,99	0,04	0,06	0,00	0,06	0,42	0,52
5,00	-11,90	-1,23	10,67	101,69	SI	0,99	0,04	0,10	0,00	0,10	0,41	0,52
4,50	-16,15	-1,74	14,41	101,69	SI	1,33	0,06	0,14	0,01	0,11	0,41	0,53
4,50	-11,46	-1,24	10,23	101,69	SI	0,89	0,04	0,10	0,00	0,11	0,41	0,52
4,00	-12,57	-1,94	10,63	101,69	SI	0,97	0,04	0,15	0,01	0,15	0,40	0,52
3,50	-13,84	-2,55	11,29	101,69	SI	1,07	0,05	0,20	0,01	0,18	0,40	0,52
3,00	-19,65	-3,91	15,74	101,69	SI	1,51	0,07	0,30	0,01	0,20	0,40	0,53
3,00	-19,65	-3,91	15,74	101,69	SI	1,51	0,07	0,30	0,01	0,20	0,40	0,53
2,50	-27,82	-5,76	22,06	101,69	SI	2,14	0,09	0,44	0,02	0,21	0,40	0,54

2,00	-32,60	-6,38	26,22	101,69	SI	2,51	0,11	0,49	0,02	0,20	0,41	0,55
Escursione di tensione dovuta al momento circonferenziale che tende le fibre superiori nel calcestruzzo e nell'acciaio												
y (-) [m]	verifiche nelle barre di acciaio					verifiche nel calcestruzzo						
	$\sigma_s$ sup, min [Mpa]	$\sigma_s$ sup, max [Mpa]	$\Delta\sigma_s$ sup, max [Mpa]	$\Delta\sigma_{Rsk}$ [Mpa]	verificato	$\sigma_c$ sup, min [Mpa]	$E_{cd,min,equ}$	$\sigma_c$ sup, max [Mpa]	$E_{cd,max,equ}$	Requ	1 ) < 1	2 ) > $E_{cd,max,equ}$
-12,50	0,00	0,00	0,00	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-12,00	0,36	0,42	0,07	101,69	SI	0,04	0,00	0,05	0,00	0,84	0,17	0,50
-11,50	0,39	0,44	0,05	101,69	SI	0,04	0,00	0,05	0,00	0,89	0,14	0,50
-11,00	0,48	0,57	0,09	101,69	SI	0,05	0,00	0,06	0,00	0,84	0,18	0,50
-10,50	0,62	0,77	0,16	101,69	SI	0,07	0,00	0,08	0,00	0,80	0,20	0,50
-10,00	0,60	0,77	0,17	101,69	SI	0,06	0,00	0,08	0,00	0,78	0,20	0,50
-10,00	0,98	1,72	0,74	101,69	SI	0,10	0,00	0,17	0,01	0,57	0,29	0,50
-9,00	1,03	1,55	0,53	101,69	SI	0,10	0,00	0,15	0,01	0,66	0,26	0,50
-8,50	1,54	2,33	0,79	101,69	SI	0,14	0,01	0,22	0,01	0,66	0,26	0,50
-8,00	1,42	2,15	0,73	101,69	SI	0,13	0,01	0,20	0,01	0,66	0,26	0,50
-7,50	2,10	3,33	1,22	101,69	SI	0,19	0,01	0,30	0,01	0,63	0,27	0,50
-7,00	2,77	4,51	1,75	101,69	SI	0,25	0,01	0,41	0,02	0,61	0,29	0,50
-7,00	2,55	4,16	1,61	101,69	SI	0,22	0,01	0,36	0,02	0,61	0,28	0,50
-6,50	3,77	6,34	2,57	101,69	SI	0,33	0,01	0,55	0,02	0,59	0,30	0,51
-6,00	3,50	5,94	2,44	101,69	SI	0,30	0,01	0,51	0,02	0,59	0,30	0,51
-6,00	3,23	5,47	2,24	101,69	SI	0,27	0,01	0,46	0,02	0,59	0,30	0,51
-5,50	4,60	7,95	3,35	101,69	SI	0,38	0,02	0,66	0,03	0,58	0,31	0,51
-5,50	4,60	7,95	3,35	101,69	SI	0,38	0,02	0,66	0,03	0,58	0,31	0,51
-5,00	6,20	10,60	4,40	101,69	SI	0,51	0,02	0,88	0,04	0,58	0,32	0,51
-4,50	7,03	15,33	8,29	101,69	SI	0,58	0,03	1,26	0,06	0,46	0,37	0,51
-4,50	4,99	10,88	5,89	101,69	SI	0,39	0,02	0,85	0,04	0,46	0,35	0,51
-4,00	6,79	12,06	5,27	101,69	SI	0,53	0,02	0,94	0,04	0,56	0,33	0,51
-3,50	7,85	14,15	6,29	101,69	SI	0,61	0,03	1,09	0,05	0,56	0,34	0,51
-3,00	11,99	21,34	9,35	101,69	SI	0,92	0,04	1,64	0,07	0,56	0,36	0,52
-3,00	8,80	15,66	6,86	101,69	SI	0,66	0,03	1,18	0,05	0,56	0,34	0,51
-2,50	12,95	22,81	9,86	101,69	SI	0,98	0,04	1,72	0,08	0,57	0,36	0,52
-2,00	15,30	27,46	12,17	101,69	SI	1,15	0,05	2,07	0,09	0,56	0,38	0,52
12,50	0,00	0,00	0,00	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
12,00	0,19	0,28	0,09	101,69	SI	0,02	0,00	0,03	0,00	0,68	0,25	0,50
11,50	0,33	1,22	0,89	101,69	SI	0,04	0,00	0,14	0,01	0,27	0,37	0,50
11,00	0,43	0,62	0,19	101,69	SI	0,05	0,00	0,07	0,00	0,70	0,24	0,50
10,50	0,53	0,80	0,27	101,69	SI	0,06	0,00	0,08	0,00	0,66	0,26	0,50
10,00	0,48	0,77	0,30	101,69	SI	0,05	0,00	0,08	0,00	0,62	0,27	0,50
10,00	-0,45	0,71	1,17	101,69	SI	0,00	0,00	0,07	0,00	0,00	0,43	0,50
9,00	-5,01	0,59	5,60	101,69	SI	0,00	0,00	0,06	0,00	0,00	0,43	0,50
8,50	-12,13	0,58	12,71	101,69	SI	0,00	0,00	0,05	0,00	0,00	0,43	0,50
8,00	-11,38	0,54	11,92	101,69	SI	0,00	0,00	0,05	0,00	0,00	0,43	0,50
7,50	-22,66	0,57	23,23	101,69	SI	0,00	0,00	0,05	0,00	0,00	0,43	0,50
7,00	-33,24	0,27	33,51	101,69	SI	0,00	0,00	0,02	0,00	0,00	0,43	0,50
7,00	-26,71	0,25	26,96	101,69	SI	0,00	0,00	0,02	0,00	0,00	0,43	0,50
6,50	-42,51	-1,20	41,31	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
6,00	-41,15	-1,17	39,98	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
6,00	-33,57	-0,96	32,61	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
5,50	-60,09	-3,60	56,49	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
5,00	-61,26	-6,33	54,93	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
4,50	-84,46	-9,10	75,36	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
4,50	-39,48	-4,26	35,23	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
4,00	-43,97	-6,79	37,18	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
3,50	-49,15	-9,04	40,11	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
3,00	-70,83	-14,09	56,75	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
3,00	-70,83	-14,09	56,75	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
2,50	-100,26	-20,75	79,52	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
2,00	-117,50	-23,01	94,49	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50

L'escursione di tensione nell'acciaio ( $\Delta\sigma_s$ ) risulta sempre minore alla escursione di tensione massima consentita, così come le espressioni (1) e (2) per la verifica dell'escursione di tensione nel calcestruzzo risultano sempre verificate. La fondazione risulta pertanto verificata in ogni sua sezione.

## 10.6. VERIFICA A PUNZONAMENTO DELLA TORRE

Le verifiche a punzonamento nei riguardi della fondazione sono state eseguite, nei confronti dell'azione dovuta alla torre, con le modalità disposte dall'Eurocodice 2 per le verifiche relative ad elementi che non sono dotati di armature specifiche.

Il procedimento consiste nel confrontare il valore unitario dell'azione a taglio-punzonamento ( $v_{Ed}$ ) che si esplica lungo il perimetro dell'area caricata  $u_0$ , con l'azione a taglio-punzonamento ( $v_{Rd,max}$ ) massima resistente dell'elemento lungo tale perimetro.

Si dovrà confrontare inoltre il valore unitario dell'azione a taglio-punzonamento ( $v_{Ed}$ ) che si esplica lungo il perimetro di verifica  $u$ , con l'azione a taglio-punzonamento ( $v_{Rd,c}$ ) massima resistente dell'elemento lungo la sezione di verifica considerata.

Il perimetro di verifica  $u$  è quello relativo alla distanza  $r_{cont}$  dal centro della torre, determinata secondo quanto previsto dall'EC2 per piastre con pilastri muniti di capitello circolare per i quali  $l_H < 2h_H$  (vedasi fig. 6.17 EC2).

L'azione agente di progetto posta a base del calcolo è quella relativa alla combinazione che genera il momento massimo all'interfaccia tra la torre e la fondazione, dedotta dall'analisi delle combinazioni utilizzate per i carichi applicati nelle verifiche locali.

Parametri della flangia superiore dell'ancor cage		
L	0,650	larghezza flangia
R <sub>m FS</sub>	2,000 m	raggio medio della flangia inferiore torre
R <sub>i FS</sub>	1,675 m	raggio interno della flangia inferiore torre
R <sub>e FS</sub>	2,325 m	raggio esterno della flangia inferiore torre
Caratteristiche calcestruzzo		
f <sub>ck</sub>	45,00 MPa	resistenza caratteristica cls fondazione
f <sub>cd</sub>	25,50 MPa	resistenza di progetto cls fondazione
Caratteristiche dimensionali della sezione di riferimento		
c	4,650 m	Diametro esterno flangia ancor cage
l <sub>H</sub>	0,675 m	distanza tra raggio esterno ancor cage e colletto
h <sub>H</sub>	0,600 m	altezza colletto
d	2,470 m	altezza utile della suola
r <sub>cont</sub>	7,94 m	EC2 eq. 6.33
e	20,27 m	eccentricità del carico e=Mr/Fz

Caratteristiche armatura		
r <sub>cont</sub>	7,940 m	raggio del perimetro di rottura
A <sub>slr</sub>	44,50 cm <sup>2</sup> /m	Area di armatura radiale inferiore al metro
h <sub>r</sub>	1,63 m	altezza netta sezione al perimetro di rottura
ρ <sub>r</sub>	0,003 < 0,02	A <sub>sl</sub> / b <sub>w</sub> d considerando un a base b <sub>w</sub> pari a 1m
A <sub>slc</sub>	26,55 cm <sup>2</sup> /m	Area armatura circonferenziale inferiore al metro
h <sub>c</sub>	1,63 m	altezza netta sezione al perimetro di rottura

$\rho_c$	0,002 < 0,02	$A_{sl} / b_w d$ considerando un a base $b_w$ pari a 1m
----------	--------------	---

Coefficients per la verifica a punzonamento per elementi che non presentano specifiche armature		
$C_{Rd,c}$	0,12	$0,18 / \gamma_c$
k	1,28 < 2	$1 + \sqrt{200/d}$ rispetto a d altezza utile minore tra dir x e dir y
$k_1$	0,10	
$\sigma_{cp}$	0,00 Mpa	$N_{ed} / A_c$
$\rho_l$	0,002 < 0,02	$\text{radq}(\rho_x \rho_y)$
$v_{min} (C32/40)$	0,34 MPa	$0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$
$\beta$	3,63	EC2 eq. 6.42 pilastro circolare interno
v	0,49	$0,6 (1 - f_{ck}/250)$
dati della verifica		
$u_0$	14,61 m	Perimetro dell'area caricata
$u_1$	49,89 m	Perimetro di verifica alla distanza di verifica (rcont)
$V_{ed}$	8711,33 KN	Azione Tagliante applicata
$M_{ed}$	176571,11 KN m	Momento applicato
e	20,27 m	eccentricità
Azioni agenti		
$v_{Ed}(u_0)$	0,88 Mpa	al perimetro dell'area caricata ( $v_{Ed} = \beta V_{ed} / u_0 d_u$ )
$v_{Ed}(u_1)$	0,257 Mpa	al perimetro di verifica ( $v_{Ed} = \beta V_{ed} / u_1 d_u$ )

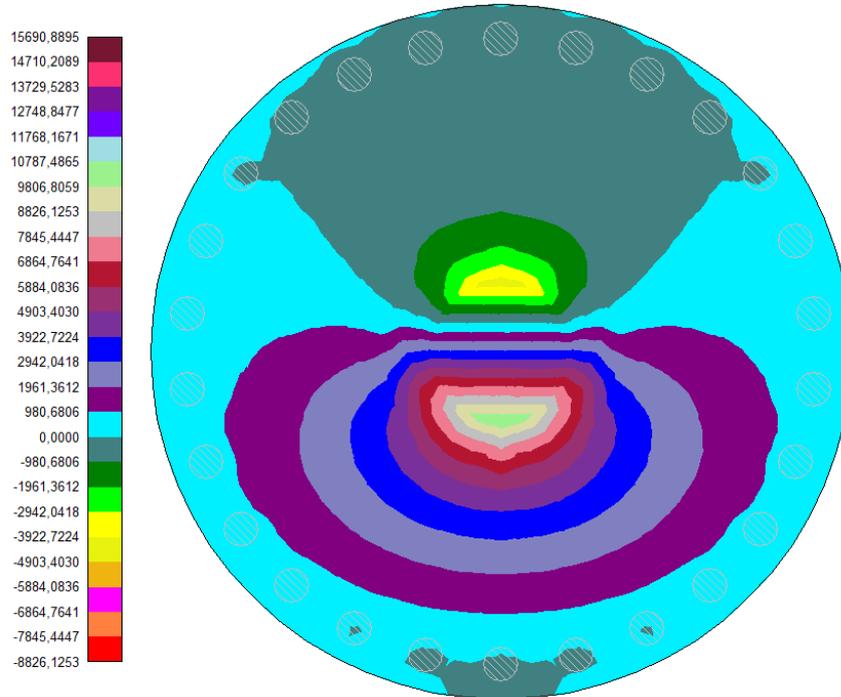
Verifica		
$v_{Ed}(u_0) = 0,88 < v_{Rd,max} = 6,27 \text{ MPa}$	resistenza a punzonamento massima in adiacenza all'area caricata $v_{Rd,max} = 0,5 v f_{cd}$	VERIFICA
$v_{Ed}(u_1) = 0,26 < v_{Rd,c} = 0,34 \text{ MPa}$	resistenza a punzonamento relativa all'altezza utile della fondazione priva d'armatura specifica lungo il perimetro di controllo $v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$	VERIFICA

Il valore unitario dell'azione a taglio-punzonamento ( $v_{Ed}$ ) è inferiore all'azione a taglio-punzonamento ( $v_{Rd}$ ) massima resistente dell'elemento lungo la sezione di verifica considerata. La verifica risulta soddisfatta.

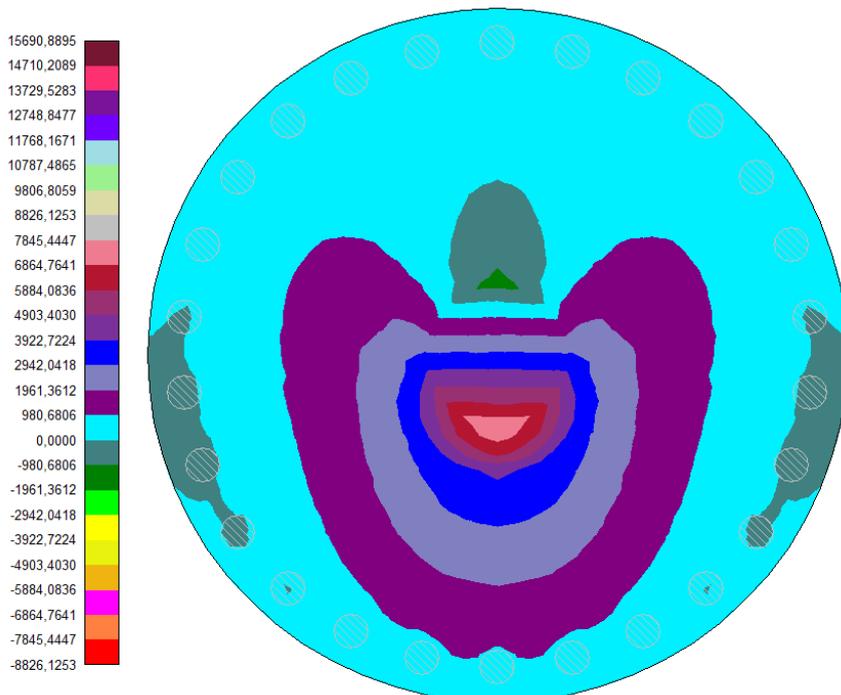
## 11. VERIFICHE STRUTTURALI GLOBALI DEL PLINTO DI FONDAZIONE SU PALI SECONDO IL DM 17/01/2018

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.

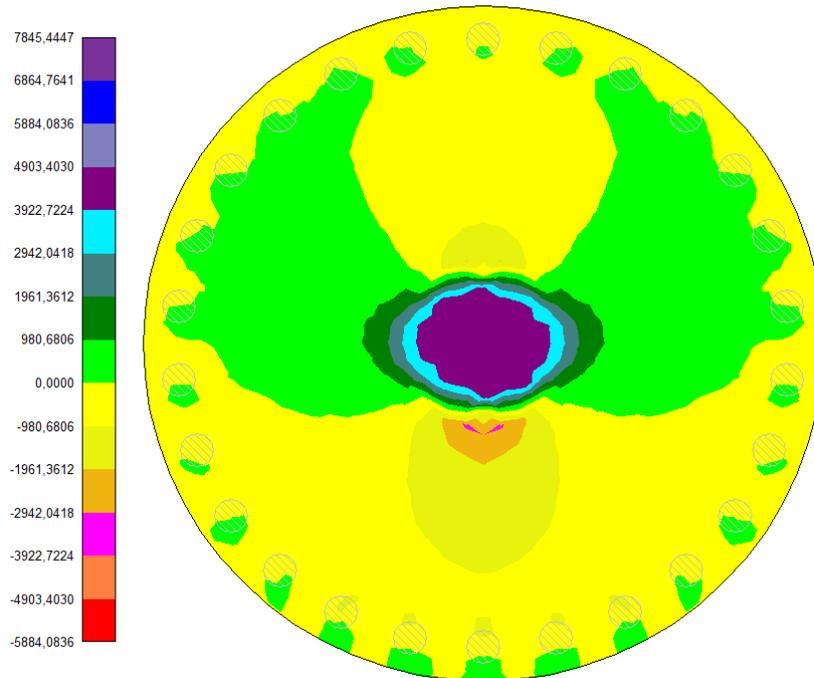
- Distribuzione del momento  $M_y$  (KN m) nella piastra di fondazione – COMB 12



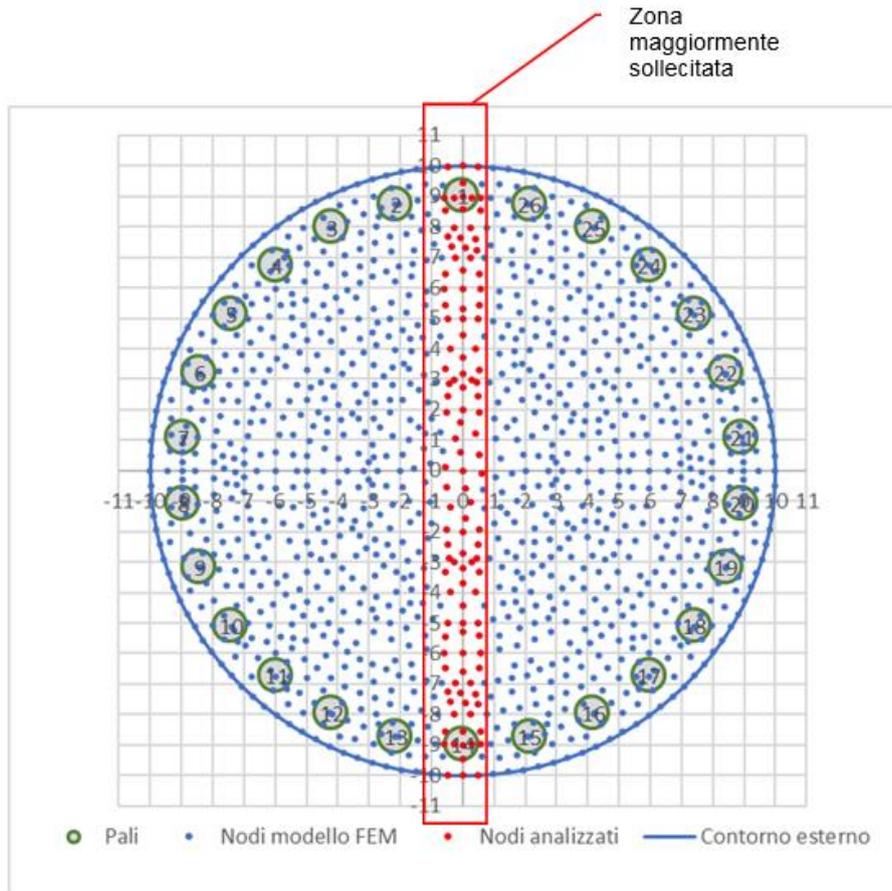
- Distribuzione del momento  $M_x$  (KN m) nella piastra di fondazione



- 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.



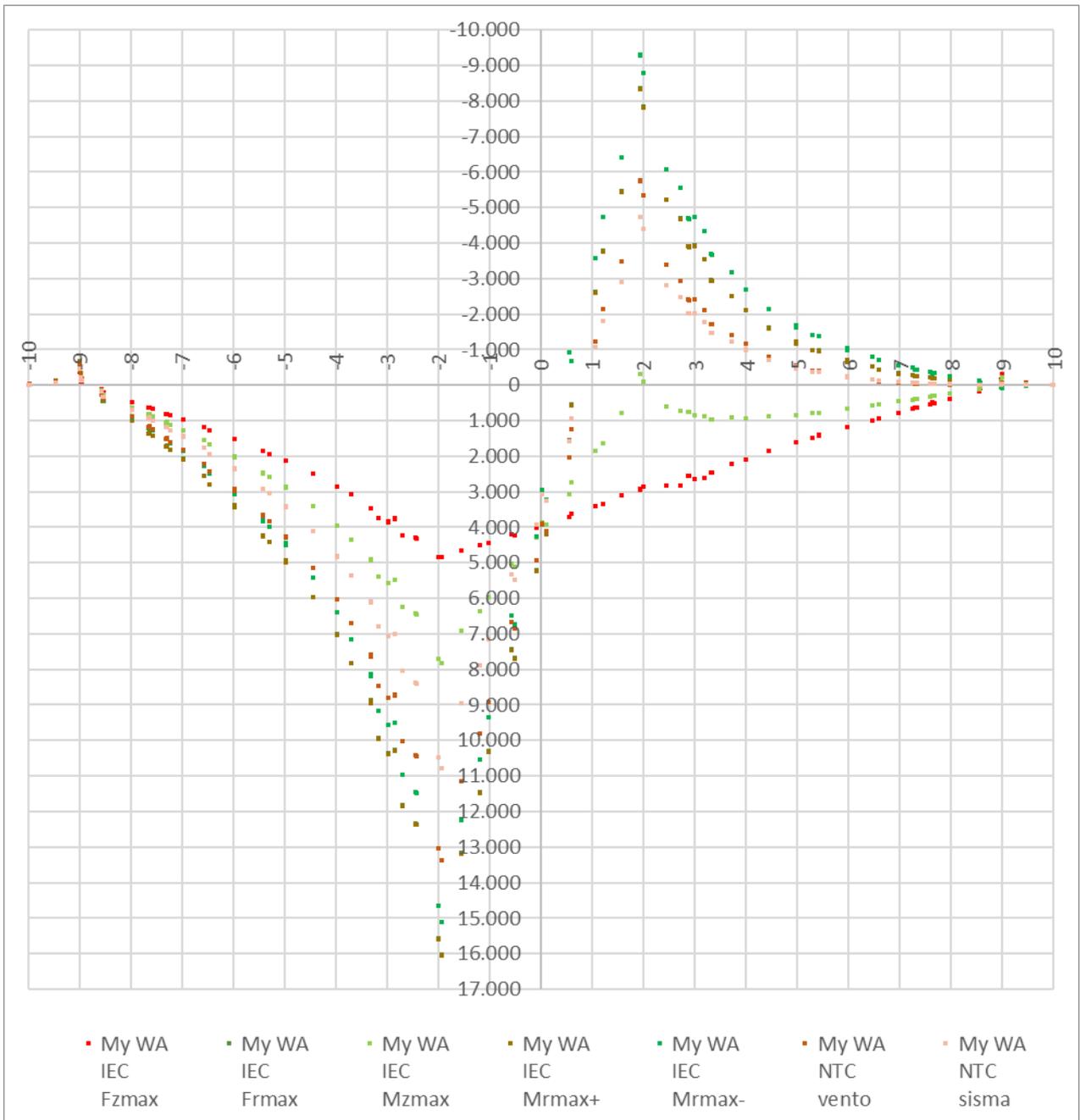
Per la definizione delle azioni massime agenti è stato effettuato l'involuppo delle sollecitazioni nodali agenti nei punti individuati in figura come nodi analizzati, appartenenti ad una fascia di fondazione di larghezza pari ad 1,2 m a cavallo dell'asse Y.

### 11.1. CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE AGENTI

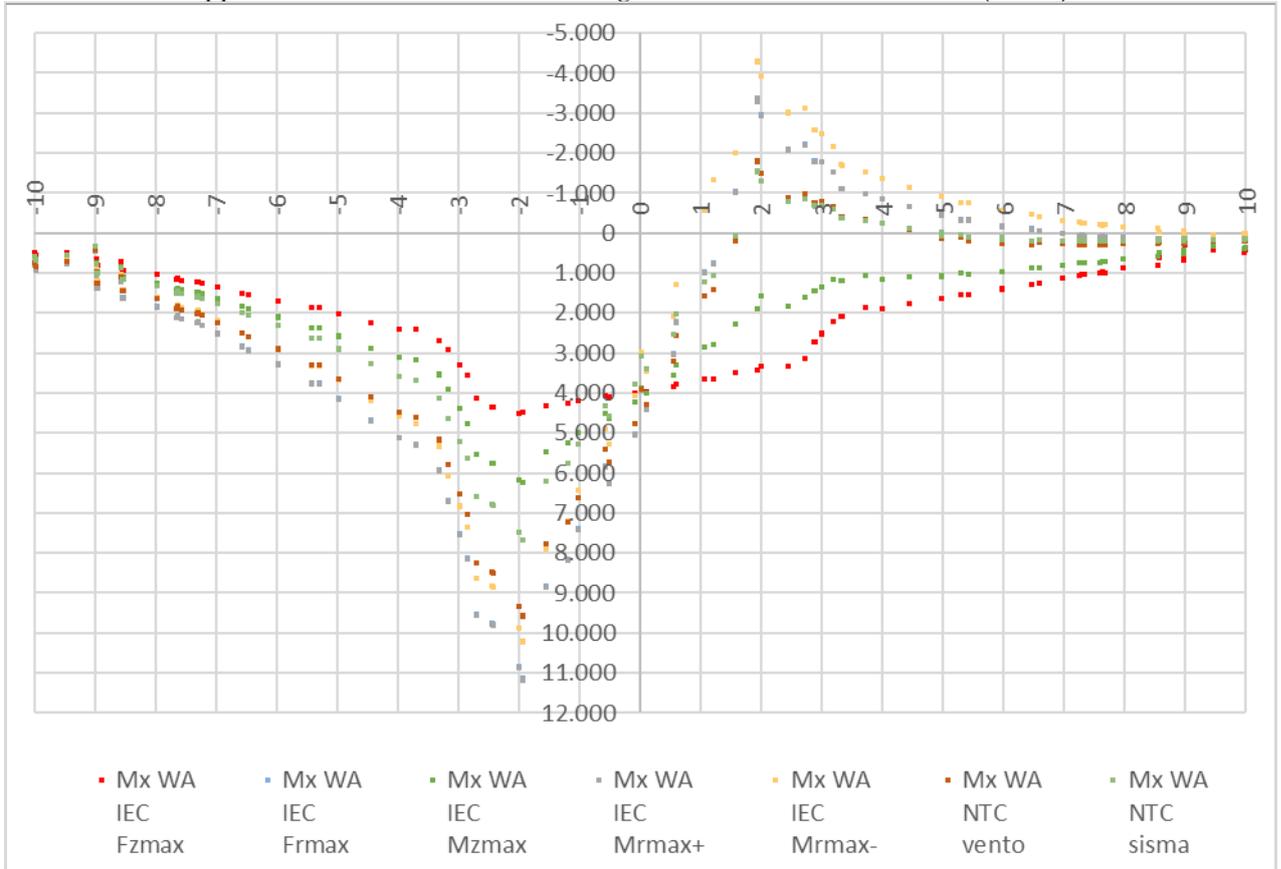
Dall'analisi effettuata sono state dedotte le seguenti sollecitazioni massime agenti sulla fondazione:

#### SLU – A1

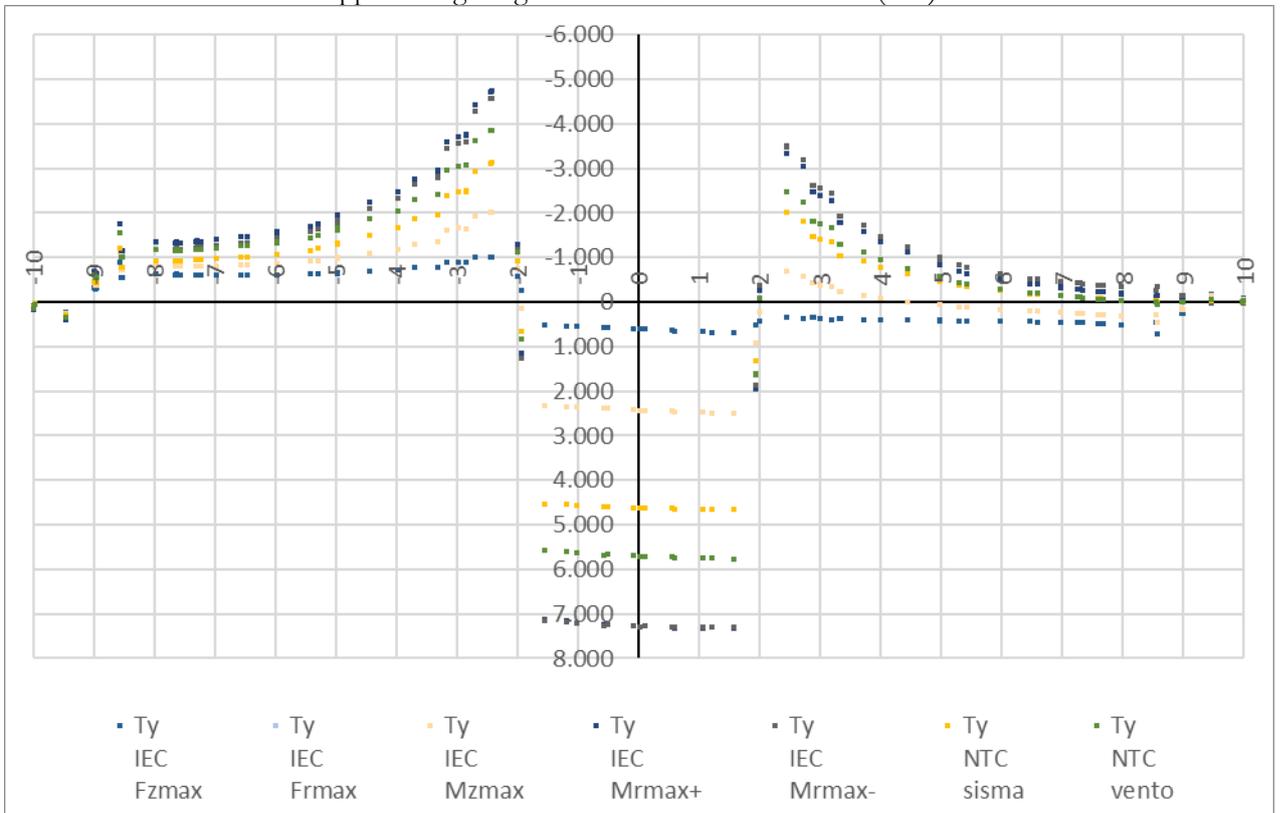
Involuppo del momento radiale agente sulla fascia di fondazione (KN m)



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

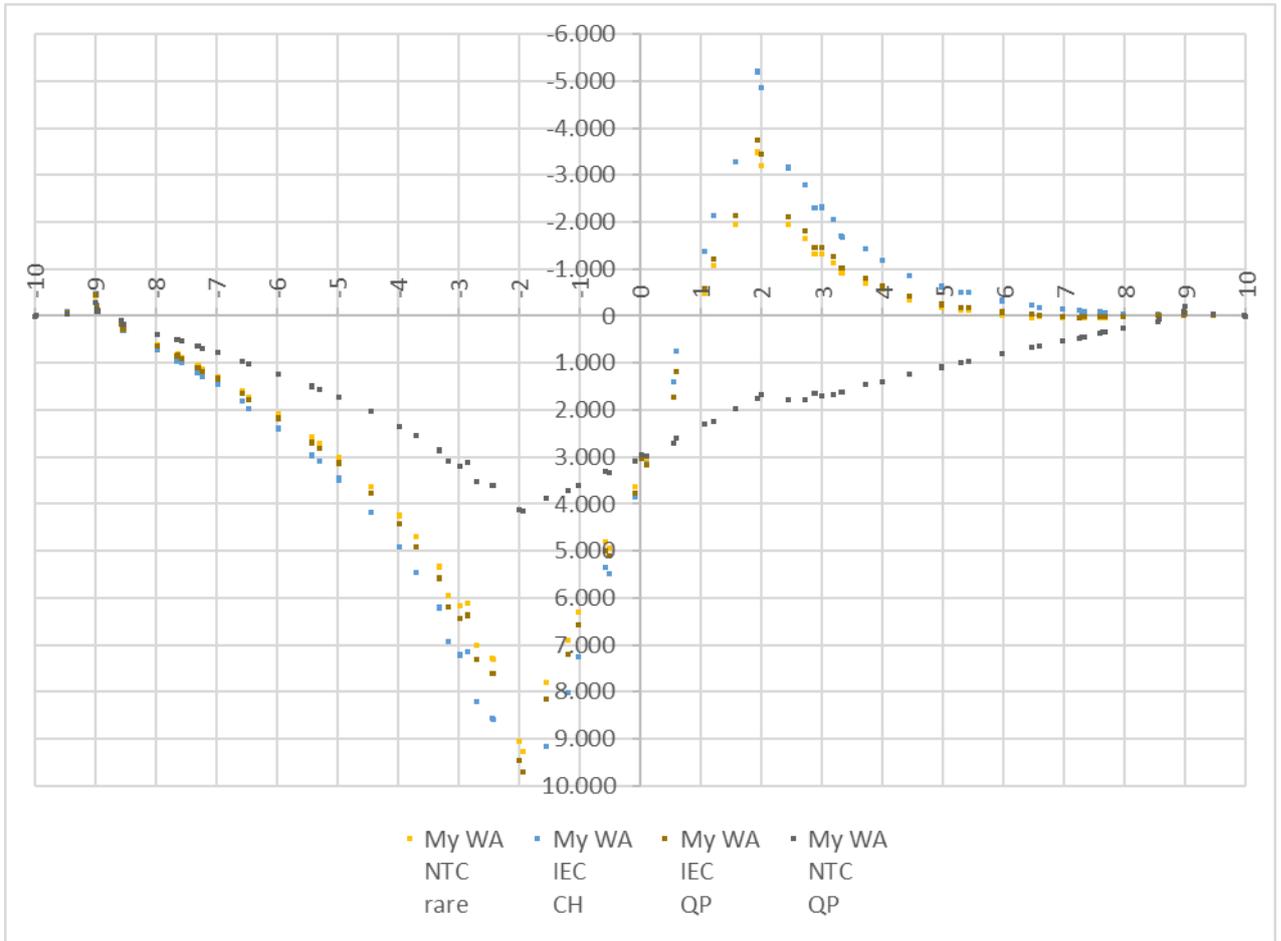


Inviluppo del taglio agente sulla fascia di fondazione (KN)

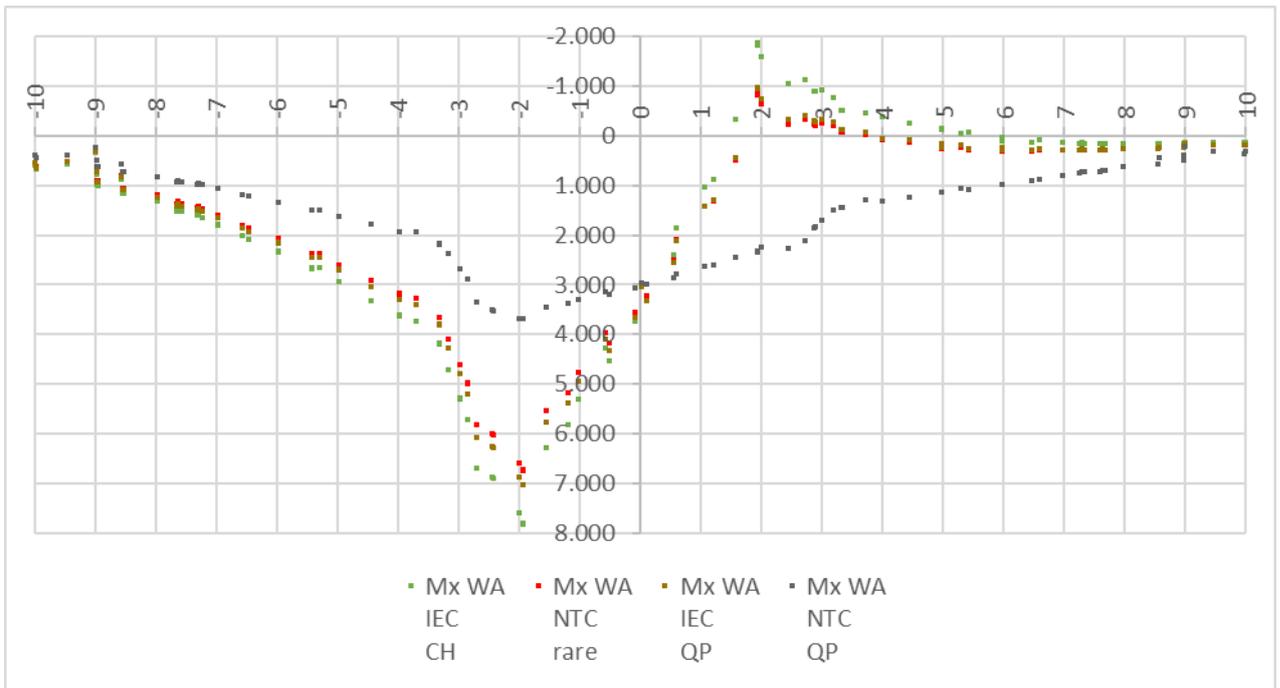


**SLE combinazioni Quasi Permanente e Caratteristica**

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

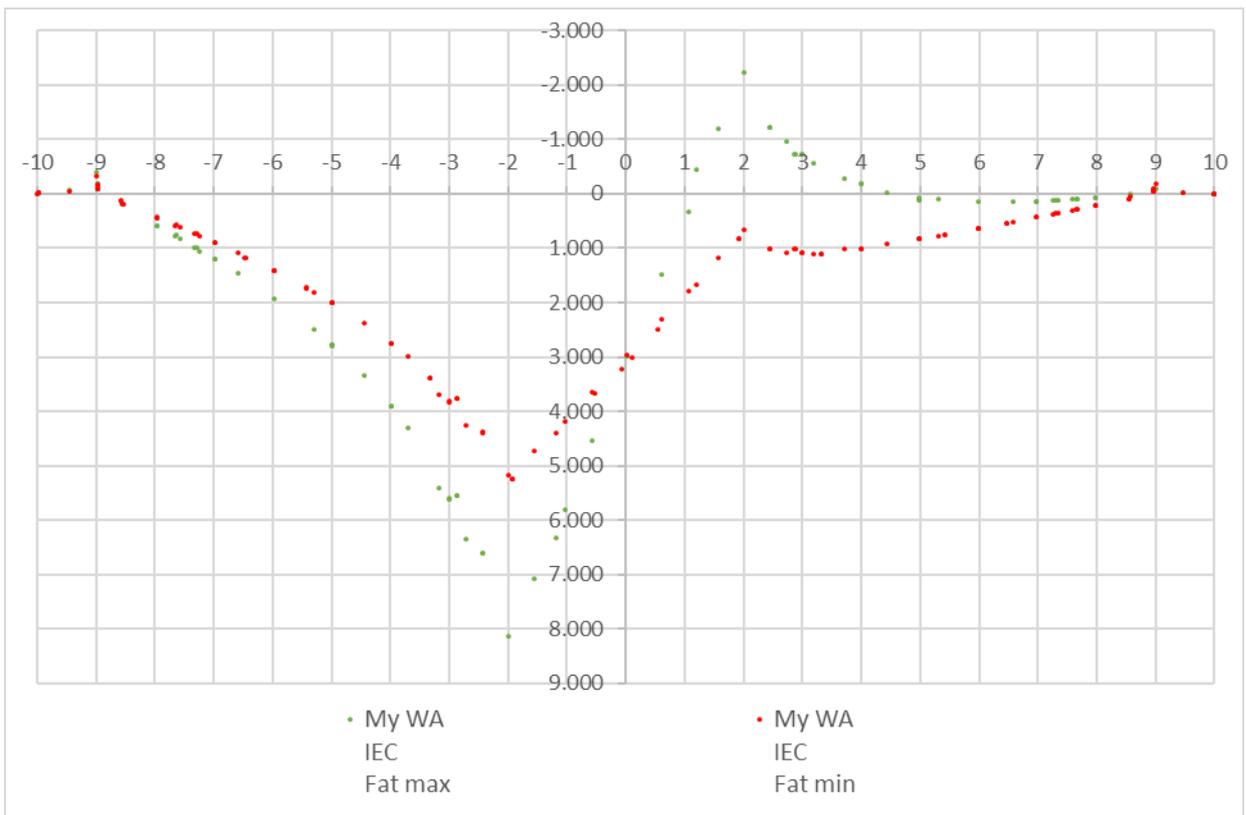


Inviluppo del momento circonferenziale agente sulla fascia di fondazione (KN m)

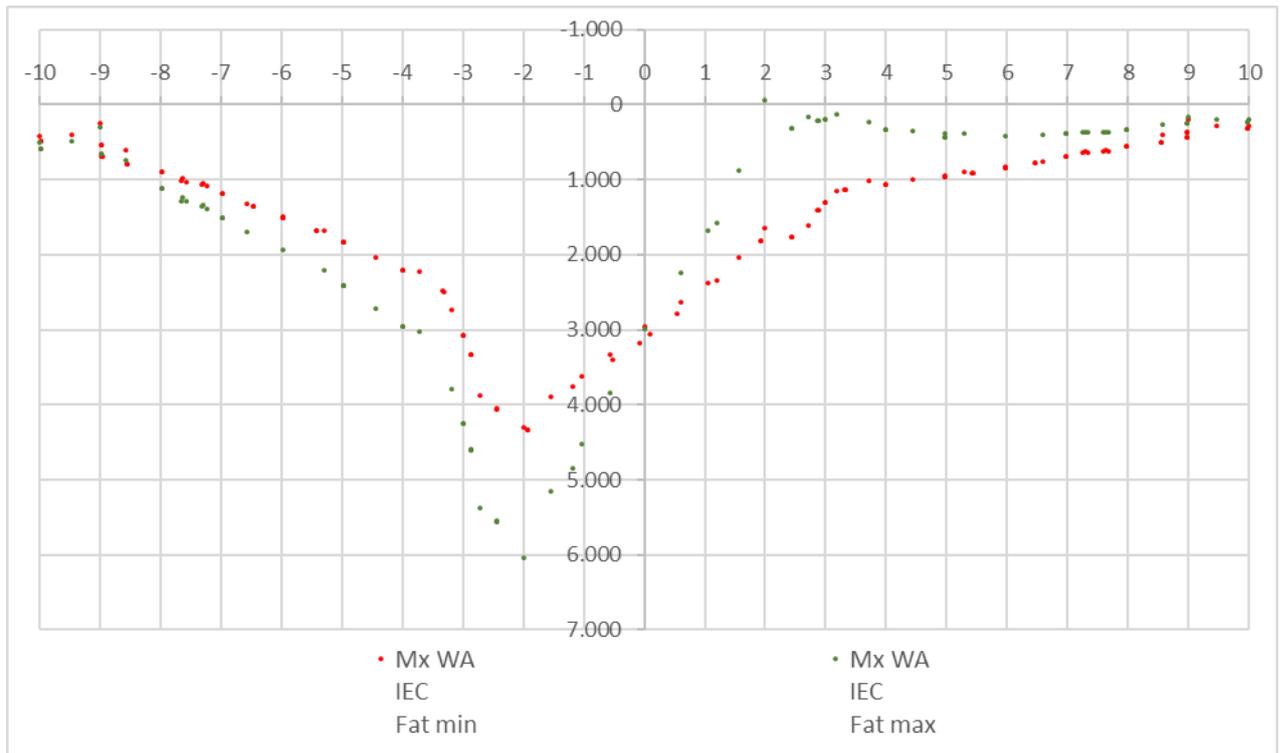


**Carichi a fatica**

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.

### 11.2. 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:

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

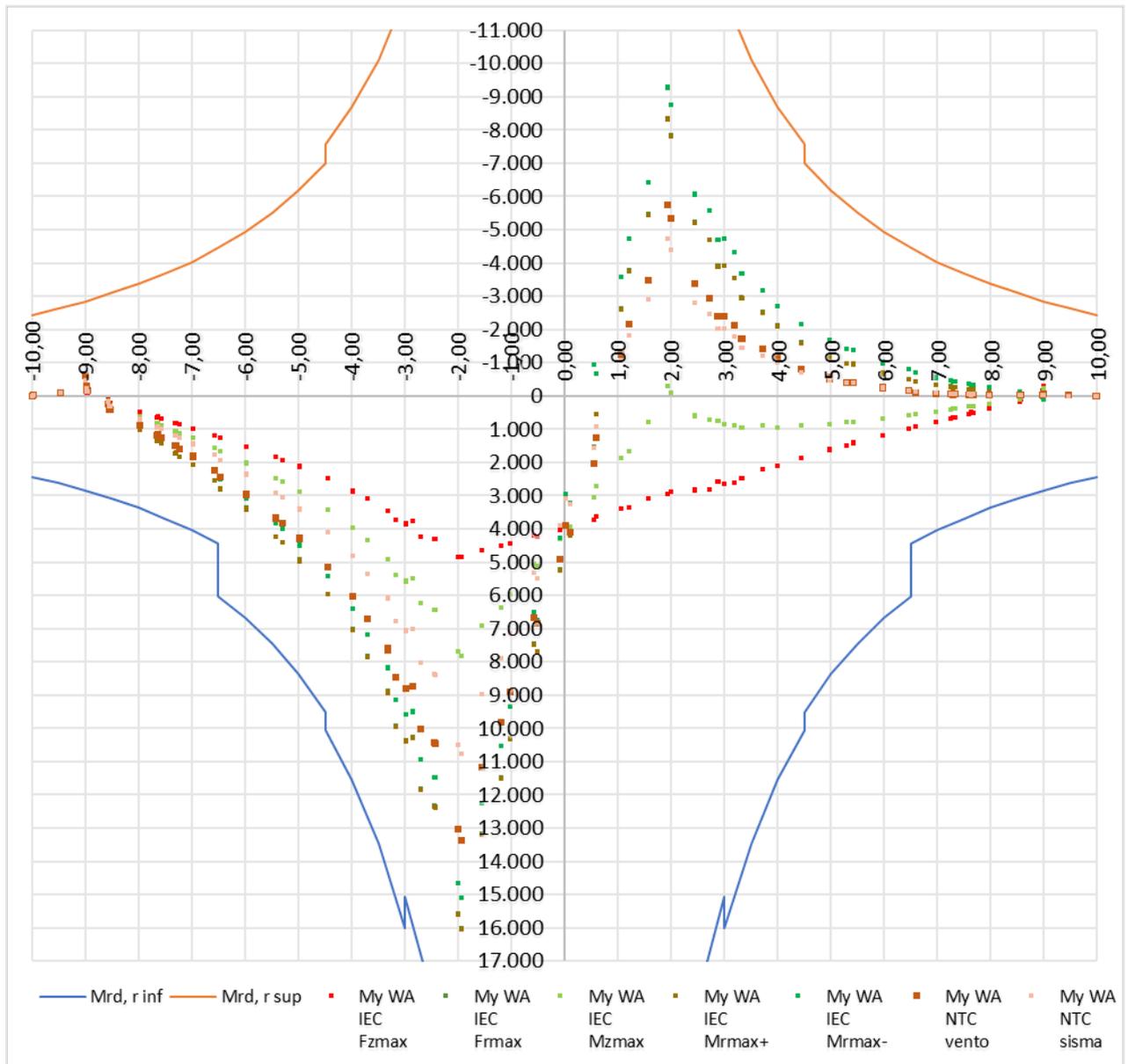
Le sezioni indagate ai fini della determinazione del momento radiale resistente sono individuate dalla ordinata a cui si effettua l’analisi. Le verifiche sono riportate nelle tabelle seguenti.

Momento Ultimo Resistente radiale inferiore									
y (-)	y (+)	C	$\phi_{r, inf}$	$n_{r, inf}$	$\phi_{r, inf}$	$n_{r, inf}$	H ( $M_{inf}$ )	$A_{r, inf}$	$M_{rd, r inf}$
[m]	[m]	[m]	[mm]		[mm]		[mm]	[mm <sup>2</sup> /m]	[kN*m]
-10,00	10,00	62,83	32	200	20	200	1850	3560,00	2.428,26
-9,50	9,50	59,69	32	200	20	200	1900	3747,37	2.625,90
-9,00	9,00	56,55	32	200	20	200	1950	3955,56	2.845,47

-8,50	8,50	53,41	32	200	20	200	2000	4188,24	3.090,84
-8,00	8,00	50,27	32	200	20	200	2050	4450,00	3.366,82
-7,50	7,50	47,12	32	200	20	200	2100	4746,67	3.679,54
-7,00	7,00	43,98	32	200	20	200	2150	5085,71	4.036,86
-6,50	6,50	40,84	32	200	20	200	2200	5476,92	4.449,05
-6,50	6,50	40,84	32	300	20	200	2200	7446,15	6.022,55
-6,00	6,00	37,70	32	300	20	200	2250	8066,67	6.675,26
-6,00	6,00	37,70	32	300	20	200	2250	8066,67	6.675,26
-5,50	5,50	34,56	32	300	20	200	2300	8800,00	7.446,47
-5,50	5,50	34,56	32	300	20	200	2300	8800,00	7.446,47
-5,00	5,00	31,42	32	300	20	200	2350	9680,00	8.371,75
-4,50	4,50	28,27	32	300	20	200	2400	10755,56	9.502,32
-4,50	4,50	28,27	32	300	32	100	2400	11377,78	10.047,01
-4,00	4,00	25,13	32	300	32	100	2450	12800,00	11.541,88
-3,50	3,50	21,99	32	300	32	100	2500	14628,57	13.463,86
-3,00	3,00	18,85	32	300	32	100	2550	17066,67	16.026,69
-3,00	3,00	18,85	32	200	32	100	3150	12800,00	15.047,88
-2,50	2,50	15,71	32	200	32	100	3150	15360,00	18.041,25
-2,00	2,00	12,57	32	200	32	100	3150	19200,00	22.531,93

Momento Ultimo Resistente radiale superiore									
y (-)	y (+)	C	$\phi_{r, sup}$	$\rho_{r, sup}$	$\phi_{r, sup}$	$\rho_{r, sup}$	H ( $M_{sup}$ )	$A_{f, sup}$	$M_{rd, r sup}$
[m]	[m]	[m]	[mm]		[mm]			[mm <sup>2</sup> /m]	[kN*m]
-10,00	10,00	62,83	32	200	20	200	1850	3560,00	-2.428,26
-9,50	9,50	59,69	32	200	20	200	1900	3747,37	-2.625,90
-9,00	9,00	56,55	32	200	20	200	1950	3955,56	-2.845,47
-8,50	8,50	53,41	32	200	20	200	2000	4188,24	-3.090,84
-8,00	8,00	50,27	32	200	20	200	2050	4450,00	-3.366,82
-7,50	7,50	47,12	32	200	20	200	2100	4746,67	-3.679,54
-7,00	7,00	43,98	32	200	20	200	2150	5085,71	-4.036,86
-6,50	6,50	40,84	32	200	20	200	2200	5476,92	-4.449,05
-6,50	6,50	40,84	32	200	20	200	2200	5476,92	-4.448,51
-6,00	6,00	37,70	32	200	20	200	2250	5933,33	-4.929,22
-6,00	6,00	37,70	32	200	20	200	2250	5933,33	-4.929,22
-5,50	5,50	34,56	32	200	20	200	2300	6472,73	-5.497,25
-5,50	5,50	34,56	32	200	20	200	2300	6472,73	-5.497,25
-5,00	5,00	31,42	32	200	20	200	2350	7120,00	-6.178,79
-4,50	4,50	28,27	32	200	20	200	2400	7911,11	-7.011,67
-4,50	4,50	28,27	32	300			2400	8533,33	-7.557,34
-4,00	4,00	25,13	32	300			2450	9600,00	-8.680,09
-3,50	3,50	21,99	32	300			2500	10971,43	-10.123,53
-3,00	3,00	18,85	32	300			2550	12800,00	-12.048,01
-3,00	3,00	18,85	32	200	32	100	2550	12800,00	-12.047,63
-2,50	2,50	15,71	32	200	32	100	2550	15360,00	-14.439,41
-2,00	2,00	12,57	32	200	32	100	2550	19200,00	-18.027,82

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



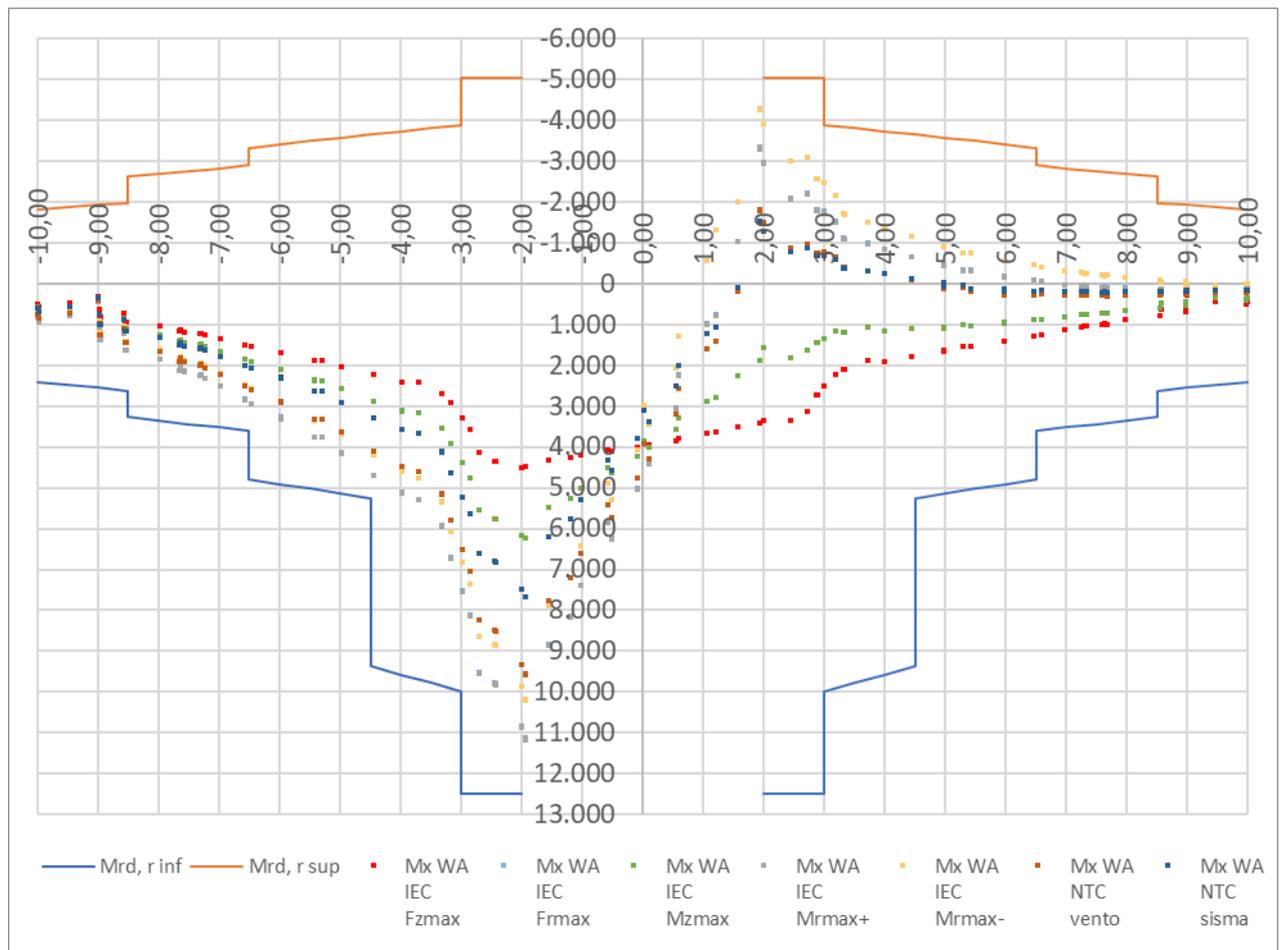
Il momento resistente risulta sempre maggiore del momento agente. La fondazione risulta pertanto verificata in ogni sua sezione. Le sezioni indagate ai fini della determinazione del momento circonferenziale resistente sono individuate dalla ordinata a cui si effettua la verifica. Le verifiche sono riportate nelle tabelle seguenti.

Momento Ultimo Resistente circonferenziale inferiore						
y (-)	y (+)	$\phi_{c, inf}$	$p_{c, inf}$	H ( $M_{inf}$ )	$A_{f, inf}$	$M_{rd, r inf}$
[m]	[m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm <sup>2</sup> /m]	[kN*m]
-10,00	10,00	26	150	1850	3539,53	2.414,24
-9,50	9,50	26	150	1900	3539,53	2.483,14
-9,00	9,00	26	150	1950	3539,53	2.552,04
-8,50	8,50	26	150	2000	3539,53	2.620,98

<b>Momento Ultimo Resistente circonferenziale inferiore</b>						
y (-)	y (+)	$\phi_{c, inf}$	$\rho_{c, inf}$	H ( $M_{inf}$ )	$A_{f, inf}$	$M_{rd, r inf}$
[m]	[m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm <sup>2</sup> /m]	[kN*m]
-8,50	8,50	26	120	2000	4424,41	3.261,70
-7,50	7,50	26	120	2100	4424,41	3.434,23
-7,00	7,00	26	120	2150	4424,41	3.520,51
-6,50	6,50	26	120	2200	4424,41	3.606,82
-6,50	6,50	26	90	2200	5899,21	4.787,40
-6,00	6,00	26	90	2250	5899,21	4.902,54
-6,00	6,00	26	90	2250	5899,21	4.902,54
-5,50	5,50	26	90	2300	5899,21	5.017,68
-5,50	5,50	26	90	2300	5899,21	5.017,68
-5,00	5,00	26	90	2350	5899,21	5.132,82
-4,50	4,50	26	90	2400	5899,21	5.247,97
-4,50	4,50	26	50	2400	10618,58	9.369,78
-4,00	4,00	26	50	2450	10618,58	9.577,86
-3,50	3,50	26	50	2500	10618,58	9.786,16
-3,00	3,00	26	50	2550	10618,58	9.994,67
-3,00	3,00	26	50	3150	10618,58	12.490,31
-2,50	2,50	26	50	3150	10618,58	12.490,31
-2,00	2,00	26	50	3150	10618,58	12.490,31

<b>Momento Ultimo Resistente circonferenziale superiore</b>						
y (-)	y (+)	$\phi_{c, sup}$	$\rho_{c, sup}$	H ( $M_{sup}$ )	$A_{f, sup}$	$M_{rd, r sup}$
[m]	[m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm <sup>2</sup> /m]	[kN*m]
-10,00	10,00	26	200	1850	2654,65	-1.825,42
-9,50	9,50	26	200	1900	2654,65	-1.876,92
-9,00	9,00	26	200	1950	2654,65	-1.928,48
-8,50	8,50	26	200	2000	2654,65	-1.980,10
-8,50	8,50	26	150	2000	3539,53	-2.621,54
-7,50	7,50	26	150	2100	3539,53	-2.759,40
-7,00	7,00	26	150	2150	3539,53	-2.828,41
-6,50	6,50	26	150	2200	3539,53	-2.897,48
-6,50	6,50	26	130	2200	4084,07	-3.333,86
-6,00	6,00	26	130	2250	4084,07	-3.413,56
-6,00	6,00	26	130	2250	4084,07	-3.413,56
-5,50	5,50	26	130	2300	4084,07	-3.493,31
-5,50	5,50	26	130	2300	4084,07	-3.493,31
-5,00	5,00	26	130	2350	4084,07	-3.573,14
-4,50	4,50	26	130	2400	4084,07	-3.652,73
-4,50	4,50	26	130	2400	4084,07	-3.652,32
-4,00	4,00	26	130	2450	4084,07	-3.731,89
-3,50	3,50	26	130	2500	4084,07	-3.811,44
-3,00	3,00	26	130	2550	4084,07	-3.890,98
-3,00	3,00	26	100	2550	5309,29	-5.039,64
-2,50	2,50	26	100	2550	5309,29	-5.039,64
-2,00	2,00	26	100	2550	5309,29	-5.039,64

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.

### 11.3. 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 ( $V_{Rd,c}$ ).

**Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.**

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:

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

Nelle verifiche si limita l'inclinazione  $\theta$  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	
$\sigma_{cp}$	0,00 MPa	$N_{ed} / A_c$
verifica a taglio di elementi con specifiche armature		
$\sigma_{cw}$	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.

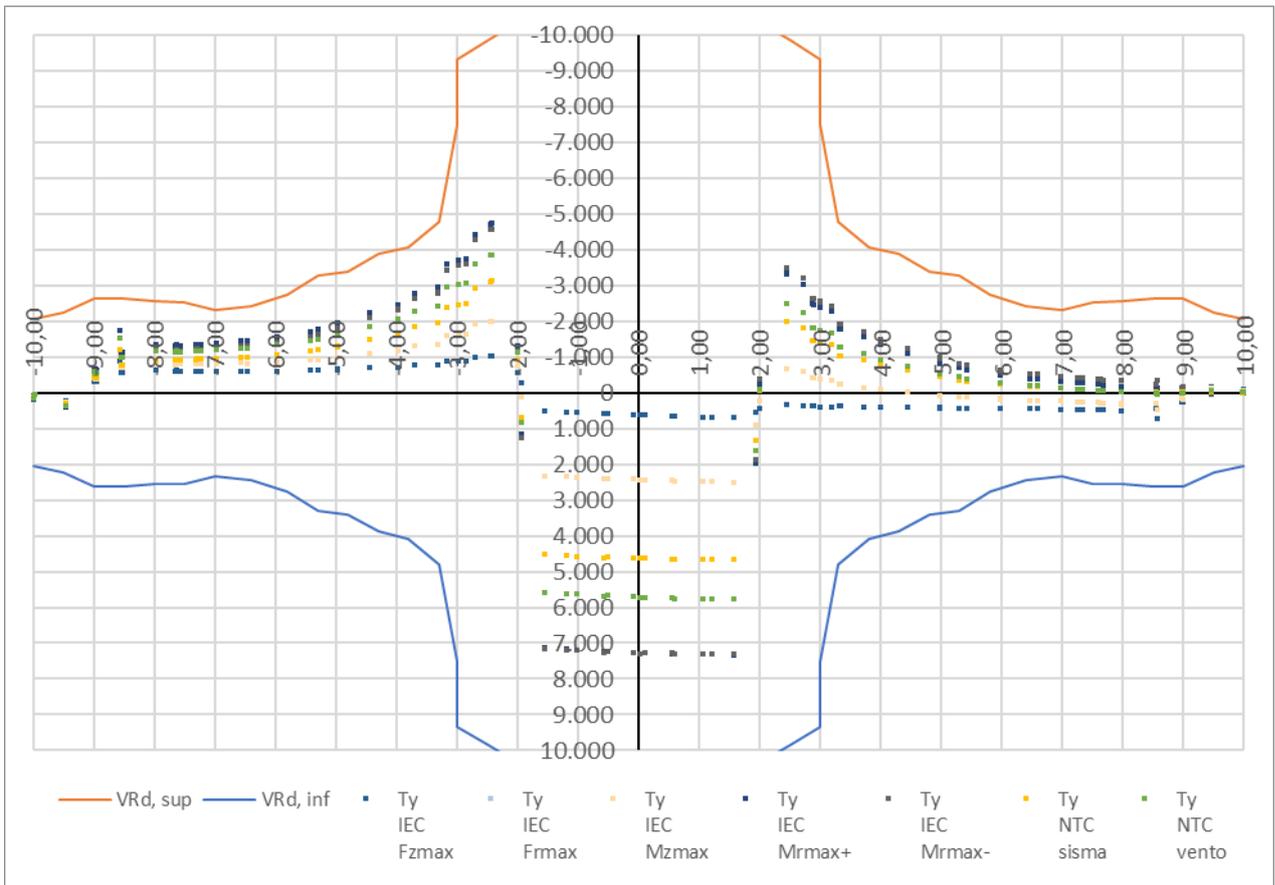
Taglio Ultimo Resistente radiale superiore senza specifiche armature									
y (-)	y (+)	C	$A_{f,r sup}$	H	d	k	$\rho_r$	$v_{min}$	$V_{rdc, sup}$
[m]	[m]	[m]	[mm <sup>2</sup> /m]	[mm]	[mm]			[MPa]	[kN]
-10,00	10,00	62,83	3560,00	1850	1770	1,34	0,002	0,363	-641,84
-9,50	9,50	59,69	3747,37	1900	1820	1,33	0,002	0,361	-656,53
-9,00	9,00	56,55	3955,56	1950	1870	1,33	0,002	0,359	-671,18
-8,50	8,50	53,41	4188,24	2000	1920	1,32	0,002	0,357	-685,79
-8,00	8,00	50,27	4450,00	2050	1970	1,32	0,002	0,356	-700,36
-7,50	7,50	47,12	4746,67	2100	2020	1,31	0,002	0,354	-714,90
-7,00	7,00	43,98	5085,71	2150	2070	1,31	0,002	0,352	-729,40
-6,40	6,40	40,21	5476,92	2210	2130	1,31	0,003	0,351	-755,27
-5,80	5,80	36,44	5933,33	2270	2190	1,30	0,003	0,349	-787,64
-5,30	5,30	33,30	6472,73	2320	2240	1,30	0,003	0,348	-820,96
-4,80	4,80	30,16	7120,00	2370	2290	1,30	0,003	0,346	-857,86
-4,30	4,30	27,02	7911,11	2420	2340	1,29	0,003	0,345	-899,20
-3,80	3,80	23,88	9600,00	2470	2390	1,29	0,004	0,344	-970,41
-3,30	3,30	20,73	10971,43	2520	2440	1,29	0,004	0,343	-1.026,30
-3,00	3,00	18,85	12800,00	2550	2470	1,28	0,005	0,342	-1.087,78
-3,00	3,00	18,85	12800,00	3150	3070	1,26	0,004	0,330	-1.228,78
-2,50	2,50	15,71	15360,00	3150	3070	1,26	0,005	0,330	-1.305,77
-2,00	2,00	12,57	19200,00	3150	3070	1,26	0,006	0,330	-1.406,60

Taglio Ultimo Resistente radiale inferiore senza specifiche armature									
y (-)	y (+)	C	$A_{f,r inf}$	H	d	k	$\rho_r$	$v_{min}$	$V_{rdc, inf}$
[m]	[m]	[m]	[mm <sup>2</sup> /m]	[mm]	[mm]			[MPa]	[kN]
-10,00	10,00	62,83	3560,00	1850	1770	1,34	0,002	0,363	641,84
-9,50	9,50	59,69	3747,37	1900	1820	1,33	0,002	0,361	656,53
-9,00	9,00	56,55	3955,56	1950	1870	1,33	0,002	0,359	671,18
-8,50	8,50	53,41	4188,24	2000	1920	1,32	0,002	0,357	685,79
-8,00	8,00	50,27	4450,00	2050	1970	1,32	0,002	0,356	700,36
-7,50	7,50	47,12	4746,67	2100	2020	1,31	0,002	0,354	714,90
-7,00	7,00	43,98	5085,71	2150	2070	1,31	0,002	0,352	729,40
-6,40	6,40	40,21	5476,92	2210	2130	1,31	0,003	0,351	755,27
-5,80	5,80	36,44	5933,33	2270	2190	1,30	0,004	0,349	787,64
-5,30	5,30	33,30	6472,73	2320	2240	1,30	0,004	0,348	820,96
-4,80	4,80	30,16	7120,00	2370	2290	1,30	0,004	0,346	857,86
-4,30	4,30	27,02	7911,11	2420	2340	1,29	0,005	0,345	899,20
-3,80	3,80	23,88	9600,00	2470	2390	1,29	0,005	0,344	970,41
-3,30	3,30	20,73	10971,43	2520	2440	1,29	0,006	0,343	1.026,30
-3,00	3,00	18,85	12800,00	2550	2470	1,28	0,007	0,342	1.087,78
-3,00	3,00	18,85	12800,00	3150	3070	1,26	0,004	0,330	1.228,78
-2,50	2,50	15,71	15360,00	3150	3070	1,26	0,005	0,330	1.305,77
-2,00	2,00	12,57	19200,00	3150	3070	1,26	0,006	0,330	1.406,60

Taglio Ultimo Resistente radiale inferiore con specifiche armature													
y (-)	y (+)	C	H	d	$\rho_r$	$\phi_{st}$	$p_{st, r}$	$n_{st, r}$	$A_{st, r}$	$\theta$	$V_{Rd, s \text{ sup}}$	$V_{Rd, max \text{ sup}}$	$V_{Rd, \text{ sup}}$
[m]	[m]	[m]	[mm]	[mm]		[mm]	[mm]	(totale)	[mm <sup>2</sup> /m]	°	[kN]	[kN]	[kN]
-10,00	10,00	62,83	1850	1770	0,002	20	500	144	720,00	21,8	2.064,56	4.202,17	-2.064,56
-9,50	9,50	59,69	1900	1820	0,002	20	500	144	757,89	21,8	2.234,61	4.320,88	-2.234,61
-9,00	9,00	56,55	1950	1870	0,002	20	500	156	866,67	21,8	2.625,52	4.439,58	-2.625,52
-8,50	8,50	53,41	2000	1920	0,002	20	500	144	847,06	21,8	2.634,88	4.558,11	-2.634,88
-8,00	8,00	50,27	2050	1970	0,002	20	500	128	800,00	21,8	2.553,30	4.676,81	-2.553,30
-7,50	7,50	47,12	2100	2020	0,002	20	500	116	773,33	21,8	2.530,70	4.795,70	-2.530,70
-7,00	7,00	43,98	2150	2070	0,002	20	600	116	828,57	21,8	2.315,48	4.914,41	-2.315,48
-6,40	6,40	40,21	2210	2130	0,003	20	600	108	843,75	21,8	2.426,24	5.056,85	-2.426,24
-5,80	5,80	36,44	2270	2190	0,003	20	600	108	931,03	21,8	2.752,65	5.199,30	-2.752,65
-5,30	5,30	33,30	2320	2240	0,003	20	500	96	905,66	21,8	3.285,75	5.318,90	-3.285,75
-4,80	4,80	30,16	2370	2290	0,003	20	500	88	916,67	21,8	3.400,89	5.436,49	-3.400,89
-4,30	4,30	27,02	2420	2340	0,003	20	500	88	1023,26	21,8	3.879,23	5.555,20	-3.879,23
-3,80	3,80	23,88	2470	2390	0,004	20	500	80	1052,63	21,8	4.075,87	5.673,90	-4.075,87
-3,30	3,30	20,73	2520	2440	0,004	20	500	80	1212,12	21,8	4.791,61	5.792,60	-4.791,61
-3,00	3,00	18,85	2550	2470	0,005	26	500	100	2816,67	31,0	7.506,18	7.506,18	-7.506,18
-3,00	3,00	18,85	3150	3070	0,004	26	500	100	2816,67	31,0	9.329,54	9.329,54	-9.329,54
-2,50	2,50	15,71	3150	3070	0,005	26	500	100	3380,00	34,3	9.844,44	9.844,44	-9.844,44
-2,00	2,00	12,57	3150	3070	0,006	26	500	100	4225,00	39,1	10.344,67	10.344,67	-10.344,67

Taglio Ultimo Resistente radiale inferiore con specifiche armature													
y (-)	y (+)	C	H	d	$\rho_r$	$\phi_{st}$	$p_{st, r}$	$n_{st, r}$	$A_{st, r}$	$\theta$	$V_{Rd, s \text{ inf}}$	$V_{Rd, max \text{ inf}}$	$V_{Rd, \text{ inf}}$
[m]	[m]	[m]	[mm]	[mm]		[mm]	[mm]	(totale)	[mm <sup>2</sup> /m]	°	[kN]	[kN]	[kN]
-10,00	10,00	62,83	1850	1770	0,002	20	500	144	720,00	21,8	2.064,56	4.202,17	2.064,56
-9,50	9,50	59,69	1900	1820	0,002	20	500	144	757,89	21,8	2.234,61	4.320,88	2.234,61
-9,00	9,00	56,55	1950	1870	0,002	20	500	156	866,67	21,8	2.625,52	4.439,58	2.625,52
-8,50	8,50	53,41	2000	1920	0,002	20	500	144	847,06	21,8	2.634,88	4.558,11	2.634,88
-8,00	8,00	50,27	2050	1970	0,002	20	500	128	800,00	21,8	2.553,30	4.676,81	2.553,30
-7,50	7,50	47,12	2100	2020	0,002	20	500	116	773,33	21,8	2.530,70	4.795,70	2.530,70
-7,00	7,00	43,98	2150	2070	0,002	20	600	116	828,57	21,8	2.315,48	4.914,41	2.315,48
-6,40	6,40	40,21	2210	2130	0,003	20	600	106	843,75	21,8	2.426,24	5.056,85	2.426,24
-5,80	5,80	36,44	2270	2190	0,004	20	600	98	931,03	21,8	2.752,65	5.199,30	2.752,65
-5,30	5,30	33,30	2320	2240	0,004	20	500	96	905,66	21,8	3.285,75	5.318,90	3.285,75
-4,80	4,80	30,16	2370	2290	0,004	20	500	88	916,67	21,8	3.400,89	5.436,49	3.400,89
-4,30	4,30	27,02	2420	2340	0,005	20	500	88	1023,26	21,8	3.879,23	5.555,20	3.879,23
-3,80	3,80	23,88	2470	2390	0,005	20	500	80	1052,63	21,8	4.075,87	5.673,90	4.075,87
-3,30	3,30	20,73	2520	2440	0,006	20	500	80	1212,12	21,8	4.791,61	5.792,60	4.791,61
-3,00	3,00	18,85	2550	2470	0,007	20	500	100	2816,67	31,0	7.506,18	7.506,18	7.506,18
-3,00	3,00	18,85	3150	3070	0,004	26	500	100	2816,67	31,0	9.329,54	9.329,54	9.329,54
-2,50	2,50	15,71	3150	3070	0,005	26	500	100	3380,00	34,3	9.844,44	9.844,44	9.844,44
-2,00	2,00	12,57	3150	3070	0,006	26	500	100	4225,00	39,1	10.344,67	10.344,67	10.344,67

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.

#### 11.4. 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 in esame.

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:

$$\sigma_{S\ SLE\ R} \leq 360,00\ \text{MPa}$$

$$\sigma_{C\ SLE\ R} \leq 27,00\ \text{MPa}$$

$$\sigma_{C\ SLE\ QP} \leq 20,25\ \text{MPa}$$

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 <sub>inf</sub> )	A <sub>f, inf</sub>	A <sub>f, sup</sub>	M <sub>SLE r, inf</sub>	x <sub>inf</sub>	J <sub>inf</sub>	σ <sub>C SLE R inf</sub>	σ <sub>S SLE R inf</sub>	σ <sub>C SLE R</sub> < σ <sub>C max SLE QP</sub> σ <sub>S SLE R</sub> < σ <sub>S max SLE R</sub>
[m]	[m]	[mm]	[mm <sup>2</sup> /m]	[mm <sup>2</sup> /m]	[kN*m]	[mm]	[mm <sup>4</sup> ]	[MPa]	[MPa]	
10,00	-	1850	3560,00	3560,00	0,00	350,35	1,26E+11	0,00	0,00	VERIFICA
9,50	-9,50	1900	3747,37	3747,37	0,00	363,22	1,40E+11	0,00	0,00	VERIFICA
9,00	-9,00	1950	3955,56	3955,56	0,00	376,79	1,55E+11	0,00	0,00	VERIFICA
8,50	-8,50	2000	4188,24	4188,24	296,35	391,15	1,73E+11	0,67	39,31	VERIFICA
8,00	-8,00	2050	4450,00	4450,00	647,55	406,40	1,93E+11	1,37	78,82	VERIFICA
7,50	-7,50	2100	4746,67	4746,67	1005,30	422,68	2,15E+11	1,97	111,93	VERIFICA
7,00	-7,00	2150	5085,71	5085,71	1465,25	440,14	2,41E+11	2,68	148,66	VERIFICA
6,50	-6,50	2200	5476,92	5476,92	1967,24	458,97	2,71E+11	3,34	181,07	VERIFICA
6,50	-6,50	2200	7446,15	5476,92	1967,24	530,24	3,49E+11	2,99	134,56	VERIFICA
6,00	-6,00	2250	8066,67	5933,33	2401,72	553,86	3,93E+11	3,39	148,28	VERIFICA
6,00	-6,00	2250	8066,67	5933,33	2401,72	553,86	3,93E+11	3,39	148,28	VERIFICA
5,50	-5,50	2300	8800,00	6472,73	3100,78	579,67	4,44E+11	4,05	171,70	VERIFICA
5,50	-5,50	2300	8800,00	6472,73	3100,76	579,67	4,44E+11	4,05	171,70	VERIFICA
5,00	-5,00	2350	9680,00	7120,00	3486,02	608,12	5,06E+11	4,19	171,82	VERIFICA
4,50	-4,50	2400	10755,56	7911,11	4180,47	639,77	5,80E+11	4,61	181,68	VERIFICA
4,50	-4,50	2400	11377,78	8533,33	4180,47	650,85	6,09E+11	4,47	171,84	VERIFICA
4,00	-4,00	2450	12800,00	9600,00	4918,12	686,75	7,05E+11	4,79	176,14	VERIFICA

3,50	-3,50	2500	14628,57	10971,43	6233,80	727,68	8,26E+11	5,49	191,60	VERIFICA
3,00	-3,00	2550	17066,67	12800,00	7218,96	775,14	9,83E+11	5,69	186,63	VERIFICA
3,00	-3,00	3150	12800,00	12800,00	7218,96	780,93	1,26E+11	4,48	196,86	VERIFICA
2,50	-2,50	3150	15360,00	15360,00	8583,27	829,11	1,48E+11	4,82	195,44	VERIFICA
2,00	-2,00	3150	19200,00	19200,00	9710,80	888,98	1,79E+11	4,82	177,22	VERIFICA

**Tensione nel calcestruzzo inferiore e nell'acciaio superiore dovuta al momento radiale che tende le fibre superiori**

y (-)	y (+)	H(M <sub>sup</sub> )	A <sub>f, inf</sub>	A <sub>f, sup</sub>	M <sub>SLE r, sup</sub>	x <sub>sup</sub>	J <sub>sup</sub>	σ <sub>C SLE R sup</sub>	σ <sub>S SLE R sup</sub>	σ <sub>C SLE R</sub> < σ <sub>C max SLE QP</sub> σ <sub>S SLE R</sub> < σ <sub>S max SLE R</sub>
[m]	[m]	[mm]	[mm <sup>2</sup> /m]	[mm <sup>2</sup> /m]	[kN*m]	[mm]	[mm <sup>4</sup> ]	[MPa]	[MPa]	
10,00	-10,00	1850	3560,00	3560,00	-10,95	350,35	1,26E+11	0,03	1,85	VERIFICA
9,50	-9,50	1900	3747,37	3747,37	-49,64	363,22	1,40E+11	0,13	7,76	VERIFICA
9,00	-9,00	1950	3955,56	3955,56	-478,82	376,79	1,55E+11	1,16	69,03	VERIFICA
8,50	-8,50	2000	4188,24	4188,24	-9,24	391,15	1,73E+11	0,02	1,23	VERIFICA
8,00	-8,00	2050	4450,00	4450,00	-52,30	406,40	1,93E+11	0,11	6,37	VERIFICA
7,50	-7,50	2100	4746,67	4746,67	-80,09	422,68	2,15E+11	0,16	8,92	VERIFICA
7,00	-7,00	2150	5085,71	5085,71	-139,20	440,14	2,41E+11	0,25	14,12	VERIFICA
6,50	-6,50	2200	5476,92	5476,92	-239,27	458,97	2,71E+11	0,41	22,02	VERIFICA
6,50	-6,50	2200	7446,15	5476,92	-239,27	441,59	2,75E+11	0,38	21,93	VERIFICA
6,00	-6,00	2250	8066,67	5933,33	-304,16	460,61	3,10E+11	0,45	25,14	VERIFICA
6,00	-6,00	2250	8066,67	5933,33	-304,16	460,61	3,10E+11	0,45	25,14	VERIFICA
5,50	-5,50	2300	8800,00	6472,73	-496,07	481,32	3,52E+11	0,68	36,76	VERIFICA
5,50	-5,50	2300	8800,00	6472,73	-496,07	481,32	3,52E+11	0,68	36,76	VERIFICA
5,00	-5,00	2350	9680,00	7120,00	-645,08	504,05	4,02E+11	0,81	42,52	VERIFICA
4,50	-4,50	2400	10755,56	7911,11	-869,46	529,21	4,63E+11	0,99	50,50	VERIFICA
4,50	-4,50	2400	11377,78	8533,33	-869,46	544,20	4,94E+11	0,96	46,87	VERIFICA
4,00	-4,00	2450	12800,00	9600,00	-1182,62	572,94	5,74E+11	1,18	55,50	VERIFICA
3,50	-3,50	2500	14628,57	10971,43	-1690,27	605,49	6,76E+11	1,51	68,01	VERIFICA
3,00	-3,00	2550	17066,67	12800,00	-2313,11	642,94	8,11E+11	1,83	78,20	VERIFICA
3,00	-3,00	2550	12800,00	12800,00	-2313,11	780,93	1,26E+12	1,43	46,54	VERIFICA
2,50	-2,50	2550	15360,00	15360,00	-3158,03	829,11	1,48E+12	1,77	52,65	VERIFICA
2,00	-2,00	2550	19200,00	19200,00	-5207,85	888,98	1,79E+12	2,58	68,90	VERIFICA

**Tensione nel calcestruzzo superiore e nell'acciaio inferiore dovuta al momento circonferenziale che tende le fibre inferiori**

y (-)	y (+)	H(M <sub>inf</sub> )	A <sub>f, inf</sub>	A <sub>f, sup</sub>	M <sub>SLE c, inf</sub>	x <sub>inf</sub>	J <sub>inf</sub>	σ <sub>C SLE R inf</sub>	σ <sub>S SLE R inf</sub>	σ <sub>C SLE R</sub> < σ <sub>C max SLE QP</sub> σ <sub>S SLE R</sub> < σ <sub>S max SLE R</sub>
[m]	[m]	[mm]	[mm <sup>2</sup> /m]	[mm <sup>2</sup> /m]	[kN*m]	[mm]	[mm <sup>4</sup> ]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
-	10,00	1850	3539,53	2654,65	637,23	357,59	1,24E+11	1,83	108,68	VERIFICA
-9,50	9,50	1900	3539,53	2654,65	530,69	363,44	1,32E+11	1,46	87,94	VERIFICA
-9,00	9,00	1950	3539,53	2654,65	996,37	369,23	1,40E+11	2,63	160,57	VERIFICA
-8,50	8,50	2000	3539,53	2654,65	1161,41	374,93	1,48E+11	2,95	182,14	VERIFICA
-8,50	8,50	2000	4424,41	3539,53	1161,41	407,43	1,80E+11	2,63	146,33	VERIFICA
-7,50	7,50	2100	4424,41	3539,53	1643,91	419,88	2,01E+11	3,44	196,57	VERIFICA
-7,00	7,00	2150	4424,41	3539,53	1787,33	426,00	2,11E+11	3,60	208,40	VERIFICA
-6,50	6,50	2200	4424,41	3539,53	2089,19	432,0	2,23E+11	4,06	237,68	VERIFICA

						5	1			
-6,50	6,50	2200	5899,21	4084,07	2089,19	488,54	2,85E+11	3,59	179,63	VERIFICA
-6,00	6,00	2250	5899,21	4084,07	2344,53	495,44	2,99E+11	3,88	196,80	VERIFICA
-6,00	6,00	2250	5899,21	4084,07	2344,53	495,44	2,99E+11	3,88	196,80	VERIFICA
-5,50	5,50	2300	5899,21	4084,07	2670,28	502,26	3,14E+11	4,27	218,94	VERIFICA
-5,50	5,50	2300	5899,21	4084,07	2670,28	502,26	3,14E+11	4,27	218,94	VERIFICA
-5,00	5,00	2350	5899,21	4084,07	2937,55	509,01	3,30E+11	4,54	235,39	VERIFICA
-4,50	4,50	2400	5899,21	4084,07	3315,68	515,69	3,45E+11	4,95	259,79	VERIFICA
-4,50	4,50	2400	10618,58	4084,07	3315,68	672,48	5,55E+11	4,02	147,58	VERIFICA
-4,00	4,00	2450	10618,58	4084,07	3620,29	681,36	5,82E+11	4,24	157,62	VERIFICA
-3,50	3,50	2500	10618,58	4084,07	4193,75	690,15	6,09E+11	4,75	178,68	VERIFICA
-3,00	3,00	2550	10618,58	4084,07	5291,29	698,85	6,37E+11	5,81	220,72	VERIFICA
-3,00	3,00	3150	10618,58	5309,29	5291,29	784,70	1,03E+11	4,02	175,68	VERIFICA
-2,50	2,50	3150	10618,58	5309,29	6905,60	784,70	1,03E+11	5,25	229,28	VERIFICA
-2,00	2,00	3150	10618,58	5309,29	7814,05	784,70	1,03E+11	5,94	259,44	VERIFICA

**Tensione nel calcestruzzo inferiore e nell'acciaio superiore dovuta al momento circonferenziale che tende le fibre superiori**

y (-)	y (+)	H(M <sub>sup</sub> )	A <sub>f, inf</sub>	A <sub>f, sup</sub>	M <sub>SLE c, sup</sub>	X <sub>sup</sub>	J <sub>sup</sub>	σ <sub>c SLE R sup</sub>	σ <sub>s SLE R sup</sub>	σ <sub>c SLE R</sub> < σ <sub>c max SLE QP</sub> σ <sub>s SLE R</sub> < σ <sub>s max SLE R</sub>
[m]	[m]	[mm]	[mm <sup>2</sup> /m]	[mm <sup>2</sup> /m]	[kN*m]	[mm]	[mm <sup>4</sup> ]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
-10,00	10,00	1850	3539,53	2654,65	0,00	304,69	9,76E+10	0,00	0,00	VERIFICA
-9,50	9,50	1900	3539,53	2654,65	0,00	309,67	1,04E+11	0,00	0,00	VERIFICA
-9,00	9,00	1950	3539,53	2654,65	0,00	314,58	1,10E+11	0,00	0,00	VERIFICA
-8,50	8,50	2000	3539,53	2654,65	0,00	319,44	1,16E+11	0,00	0,00	VERIFICA
-8,50	8,50	2000	4424,41	3539,53	0,00	358,84	1,50E+11	0,00	0,00	VERIFICA
-7,50	7,50	2100	4424,41	3539,53	0,00	369,81	1,67E+11	0,00	0,00	VERIFICA
-7,00	7,00	2150	4424,41	3539,53	0,00	375,21	1,76E+11	0,00	0,00	VERIFICA
-6,50	6,50	2200	4424,41	3539,53	0,00	380,54	1,85E+11	0,00	0,00	VERIFICA
-6,50	6,50	2200	5899,21	4084,07	0,00	394,61	2,12E+11	0,00	0,00	VERIFICA
-6,00	6,00	2250	5899,21	4084,07	0,00	400,21	2,22E+11	0,00	0,00	VERIFICA
-6,00	6,00	2250	5899,21	4084,07	0,00	400,21	2,22E+11	0,00	0,00	VERIFICA
-5,50	5,50	2300	5899,21	4084,07	-63,33	405,75	2,33E+11	0,11	7,39	VERIFICA
-5,50	5,50	2300	5899,21	4084,07	-63,33	405,75	2,33E+11	0,11	7,39	VERIFICA
-5,00	5,00	2350	5899,21	4084,07	-125,73	411,24	2,45E+11	0,21	14,33	VERIFICA
-4,50	4,50	2400	5899,21	4084,07	-249,47	416,67	2,56E+11	0,41	27,81	VERIFICA
-4,50	4,50	2400	10618,58	4084,07	-249,47	378,10	2,63E+11	0,36	27,61	VERIFICA
-4,00	4,00	2450	10618,58	4084,07	-376,74	383,20	2,75E+11	0,52	40,80	VERIFICA
-3,50	3,50	2500	10618,58	4084,07	-645,52	388,25	2,88E+11	0,87	68,42	VERIFICA
-3,00	3,00	2550	10618,58	4084,07	-914,30	393,26	3,00E+11	1,20	94,90	VERIFICA
-3,00	3,00	2550	10618,58	5309,29	-914,30	451,00	3,77E+11	1,09	73,42	VERIFICA
-2,50	2,50	2550	10618,58	5309,29	-1375,17	451,00	3,77E+11	1,64	110,43	VERIFICA
-2,00	2,00	2550	10618,58	5309,29	-1836,04	451,00	3,77E+11	2,20	147,44	VERIFICA

La tensione agente nel calcestruzzo ( $\sigma_c$ ) risulta sempre minore della tensione massima di compressione per le condizioni di esercizio caratteristiche e quasi permanenti, così come la tensione agente nell'acciaio

$(\sigma_s)$  risulta sempre minore della tensione massima nelle condizioni di esercizio caratteristiche. La fondazione risulta pertanto verificata in ogni sua sezione.

## 11.5. VERIFICA A FATICA

La fatica è un fenomeno meccanico per cui un materiale sottoposto a cicli di carico variabili nel tempo (in maniera regolare o variabili ciclicamente) si danneggia fino a rottura, nonostante l'intensità massima dei carichi in questione sia sensibilmente inferiore a quella di rottura o di snervamento statico del materiale stesso.

Secondo quanto previsto dall'Eurocodice 2 al punto 6.8, la resistenza delle strutture a fatica deve essere svolta separatamente per il calcestruzzo e per l'acciaio.

La verifica sulle barre d'armatura metallica, par. 6.8.4, prevede il calcolo delle tensioni massime e minime,  $\sigma_{\max}$  e  $\sigma_{\min}$ , per le sezioni maggiormente svantaggiate, la cui differenza dovrà essere minore di:

$$\Delta\sigma_{Rsd} = \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{S,fat}}$$

dove:

$\Delta\sigma_{Rsk}$  si ricava dalla tabella 6.3N in funzione del tipo di armatura e del numero di cicli di carico.

Per barre dritte  $\Delta\sigma_{Rsk} = 162,5$  MPa.

$\gamma_{S,fat}$  è un coefficiente di sicurezza che si ricava dalla tabella 2.1N dell'Eurocodice suddetto pari a 1,15.

Il valore di  $\Delta\sigma_{Rsd}$  nel caso di barre piegate va ridotto a mezzo del fattore  $\eta = 0,35 + 0,26 D/\phi$ , in cui D è il diametro del mandrino e  $\phi$  è il diametro della barra.

Mentre la verifica sul calcestruzzo, par. 6.8.7, prevede che vi sia una soddisfacente resistenza a fatica se sono soddisfatte le seguenti espressioni:

$$E_{cd,max} + 0,43 \sqrt{1-R_{equ}} < 1 \quad (1)$$

$$0,5 + 0,45 \sigma_{c,min} / f_{cd,fat} > \sigma_{cd,max} / f_{cd,fat} \quad (2)$$

L'escursione massima di tensione consentita nelle barre è quindi pari a:

$\Delta\sigma_{Rsd}$ (dritte)	101,70 MPa	(Per barre dritte a m=7)
$\Delta\sigma_{Rsk}$ (piegate D=7f)	54,10 MPa	(per barre con $\phi > 16$ piegate con D=7 $\phi$ )
$\Delta\sigma_{Rsk}$ (piegate f32 D=250)	56,25 MPa	(per barre $\phi=32$ piegate con D=250mm)

L'analisi condotta può essere riassunta nelle seguenti tabelle:

Caratteristiche delle sezioni soggette a momento radiale positivo e negativo										
Caratteristiche geometriche della sezione							Il momento tende le fibre inferiori		Il momento tende le fibre superiori	
y	H(M <sub>inf</sub> )	H(M <sub>sup</sub> )	A <sub>f,inf</sub>	A <sub>f,sup</sub>	M <sub>fat min</sub>	M <sub>fat max</sub>	x <sub>inf</sub>	J <sub>inf</sub>	x <sub>sup</sub>	J <sub>sup</sub>
[m]	[mm]	[mm]	[mm <sup>2</sup> /m]	[mm <sup>2</sup> /m]	[kN*m]	[kN*m]	[mm]	[mm <sup>4</sup> ]	[mm]	[mm <sup>4</sup> ]
10,00	1850	1850	3560,00	3560,00	0,00	2,45	350,35	1,26E+11	350,35	1,26E+11
9,50	1900	1900	3747,37	3747,37	-31,79	0,00	363,22	1,40E+11	363,22	1,40E+11
9,00	1950	1950	3955,56	3955,56	-185,65	-55,83	376,79	1,55E+11	376,79	1,55E+11
8,50	2000	2000	4188,24	4188,24	50,88	91,53	391,15	1,73E+11	391,15	1,73E+11
8,00	2050	2050	4450,00	4450,00	75,01	215,78	406,40	1,93E+11	406,40	1,93E+11
7,50	2100	2100	4746,67	4746,67	91,22	297,68	422,68	2,15E+11	422,68	2,15E+11
7,00	2150	2150	5085,71	5085,71	137,06	425,51	440,14	2,41E+11	440,14	2,41E+11
6,50	2200	2200	5476,92	5476,92	143,79	535,25	458,97	2,71E+11	458,97	2,71E+11

6,50	2200	2200	7446,15	5476,92	143,79	535,25	530,24	3,49E+11	441,59	2,75E+11
6,00	2250	2250	8066,67	5933,33	142,95	637,09	553,86	3,93E+11	460,61	3,10E+11
6,00	2250	2250	8066,67	5933,33	142,95	637,09	553,86	3,93E+11	460,61	3,10E+11
5,50	2300	2300	8800,00	6472,73	102,58	767,56	579,67	4,44E+11	481,32	3,52E+11
5,50	2300	2300	8800,00	6472,73	102,58	767,56	579,67	4,44E+11	481,32	3,52E+11
5,00	2350	2350	9680,00	7120,00	107,96	831,24	608,12	5,06E+11	504,05	4,02E+11
4,50	2400	2400	10755,56	7911,11	-23,89	911,43	639,77	5,80E+11	529,21	4,63E+11
4,50	2400	2400	11377,78	8533,33	-23,89	911,43	650,85	6,09E+11	544,20	4,94E+11
4,00	2450	2450	12800,00	9600,00	-182,82	1005,86	686,75	7,05E+11	572,94	5,74E+11
3,50	2500	2500	14628,57	10971,43	-449,63	1100,33	727,68	8,26E+11	605,49	6,76E+11
3,00	2550	2550	17066,67	12800,00	-716,44	1093,78	775,14	9,83E+11	642,94	8,11E+11
3,00	3150	2550	12800,00	12800,00	-716,44	1093,78	780,93	1,26E+12	677,44	7,89E+11
2,50	3150	2550	15360,00	15360,00	-1225,95	1009,36	829,11	1,48E+12	717,07	9,24E+11
2,00	3150	2550	19200,00	19200,00	-2240,71	660,18	888,98	1,79E+12	765,86	1,12E+12
-10,00	1850	1850	3560,00	3560,00	-12,06	0,00	350,35	1,26E+11	350,35	1,26E+11
-9,50	1900	1900	3747,37	3747,37	-54,96	-54,96	363,22	1,40E+11	363,22	1,40E+11
-9,00	1950	1950	3955,56	3955,56	-316,68	-90,89	376,79	1,55E+11	376,79	1,55E+11
-8,50	2000	2000	4188,24	4188,24	110,71	197,38	391,15	1,73E+11	391,15	1,73E+11
-8,00	2050	2050	4450,00	4450,00	436,39	581,14	406,40	1,93E+11	406,40	1,93E+11
-7,50	2100	2100	4746,67	4746,67	583,27	821,44	422,68	2,15E+11	422,68	2,15E+11
-7,00	2150	2150	5085,71	5085,71	889,85	1194,70	440,14	2,41E+11	440,14	2,41E+11
-6,50	2200	2200	5476,92	5476,92	1175,42	1466,00	458,97	2,71E+11	458,97	2,71E+11
-6,50	2200	2200	7446,15	5476,92	1175,42	1466,00	530,24	3,49E+11	441,59	2,75E+11
-6,00	2250	2250	8066,67	5933,33	1417,80	1920,34	553,86	3,93E+11	460,61	3,10E+11
-6,00	2250	2250	8066,67	5933,33	1417,80	1920,34	553,86	3,93E+11	460,61	3,10E+11
-5,50	2300	2300	8800,00	6472,73	1734,11	2493,74	579,67	4,44E+11	481,32	3,52E+11
-5,50	2300	2300	8800,00	6472,73	1734,11	2493,74	579,67	4,44E+11	481,32	3,52E+11
-5,00	2350	2350	9680,00	7120,00	2001,16	2789,51	608,12	5,06E+11	504,05	4,02E+11
-4,50	2400	2400	10755,56	7911,11	2371,34	3329,75	639,77	5,80E+11	529,21	4,63E+11
-4,50	2400	2400	11377,78	8533,33	2371,34	3329,75	650,85	6,09E+11	544,20	4,94E+11
-4,00	2450	2450	12800,00	9600,00	2752,66	3899,79	686,75	7,05E+11	572,94	5,74E+11
-3,50	2500	2500	14628,57	10971,43	2997,60	4740,00	727,68	8,26E+11	605,49	6,76E+11
-3,00	2550	2550	17066,67	12800,00	3761,65	5618,26	775,14	9,83E+11	642,94	8,11E+11
-3,00	3150	3150	12800,00	12800,00	3761,65	5618,26	780,93	1,26E+12	780,93	1,26E+12
-2,50	3150	3150	15360,00	15360,00	4392,45	6611,50	829,11	1,48E+12	829,11	1,48E+12
-2,00	3150	3150	19200,00	19200,00	5238,75	8126,90	888,98	1,79E+12	888,98	1,79E+12

Escursione di tensione dovuta al momento radiale che tende le fibre inferiori nel calcestruzzo e nell'acciaio												
y	verifiche nelle barre di acciaio					verifiche nel calcestruzzo						
	$\sigma_s$ inf, min	$\sigma_s$ inf, max	$\Delta\sigma_s$ inf, max	$\Delta\sigma_{Rsd}$	verificato	$\sigma_c$ inf, min	$E_{cd,min, equ}$	$\sigma_c$ inf, max	$E_{cd,max, equ}$	$R_{equ}$	(1)	(2)
[m]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]		[MPa]		[MPa]				
10,00	0,00	0,41	0,41	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
9,50	-0,97	0,00	0,97	54,10	SI	0,08	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
9,00	-5,32	-1,60	3,72	54,10	SI	0,45	0,02	0,14	0,01	0,30	0,37	0,51
8,50	6,75	12,14	5,39	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
8,00	9,13	26,27	17,14	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
7,50	10,16	33,14	22,99	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
7,00	13,91	43,17	29,27	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
6,50	13,24	49,27	36,03	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
6,50	9,84	36,61	26,78	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
6,00	8,83	39,33	30,51	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
6,00	8,83	39,33	30,51	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
5,50	5,68	42,50	36,82	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
5,50	5,68	42,50	36,82	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
5,00	5,32	40,97	35,65	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
4,50	-0,35	39,61	39,96	101,69	SI	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
4,50	-0,34	37,46	37,80	101,69	SI	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
4,00	-2,35	36,02	38,38	54,10	SI	0,18	0,01	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
3,50	-5,24	33,82	39,06	54,10	SI	0,40	0,02	0,00	0,00	0,00	0,43	0,51
3,00	-7,46	28,28	35,74	54,10	SI	0,57	0,03	0,00	0,00	0,00	0,43	0,51

3,00	-8,14	29,83	37,96	54,10	SI	0,62	0,03	0,00	0,00	0,00	0,43	0,51
2,50	-12,67	22,98	35,66	54,10	SI	0,95	0,04	0,00	0,00	0,00	0,43	0,52
2,00	-20,55	12,05	32,60	54,10	SI	1,53	0,07	0,00	0,00	0,00	0,43	0,53
-10,00	-0,39	0,00	0,39	54,10	SI	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-9,50	-1,67	-1,67	0,00	54,10	SI	0,14	0,01	0,14	0,01	1,00	0,01	0,50
-9,00	-9,08	-2,60	6,47	54,10	SI	0,77	0,03	0,22	0,01	0,29	0,37	0,52
-8,50	14,69	26,18	11,50	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-8,00	53,12	70,74	17,62	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-7,50	64,94	91,46	26,52	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-7,00	90,28	121,21	30,93	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-6,50	108,19	134,94	26,75	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-6,50	80,40	100,27	19,88	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-6,00	87,53	118,56	31,03	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-6,00	87,53	118,56	31,03	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-5,50	96,03	138,09	42,06	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-5,50	96,03	138,09	42,06	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-5,00	98,63	137,49	38,86	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-4,50	103,06	144,71	41,65	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-4,50	97,47	136,87	39,40	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-4,00	98,59	139,67	41,08	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-3,50	92,13	145,69	53,55	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-3,00	97,25	145,24	48,00	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-3,00	102,58	153,21	50,63	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-2,50	100,01	150,54	50,53	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-2,00	95,61	148,31	52,71	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50

Escursione di tensione dovuta al momento radiale che tende le fibre superiori nel calcestruzzo e nell'acciaio												
y	verifiche nelle barre di acciaio					verifiche nel calcestruzzo						
	$\sigma_{s\ sup, min}$	$\sigma_{s\ sup, max}$	$\Delta\sigma_{s\ sup, max}$	$\Delta\sigma_{Rsd}$	verificato	$\sigma_{c\ sup, min}$	$E_{cd, min, eq}$ u	$\sigma_{c\ sup, max}$	$E_{cd, max, eq}$ u	$R_{equ}$	(1) < 1	(2) > $E_{cd, max, eq}$
[m]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]		[MPa]		[MPa]				
10,00	0,00	0,08	0,08	54,10	SI	0,00	0,00	0,01	0,00	0,0	0,43	0,50
9,50	-4,97	0,00	4,97	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0	0,43	0,50
9,00	-26,77	-8,05	18,72	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0	0,43	0,50
8,50	1,37	2,47	1,10	54,10	SI	0,12	0,01	0,21	0,01	0,5	0,30	0,50
8,00	1,91	5,48	3,58	54,10	SI	0,16	0,01	0,46	0,02	0,3	0,37	0,50
7,50	2,18	7,11	4,93	54,10	SI	0,18	0,01	0,58	0,03	0,3	0,38	0,50
7,00	3,07	9,54	6,47	54,10	SI	0,25	0,01	0,78	0,03	0,3	0,39	0,50
6,50	3,02	11,24	8,22	54,10	SI	0,24	0,01	0,91	0,04	0,2	0,41	0,50
6,50	2,79	10,37	7,58	101,69	SI	0,22	0,01	0,81	0,04	0,2	0,40	0,50
6,00	2,59	11,53	8,94	101,69	SI	0,20	0,01	0,90	0,04	0,2	0,42	0,50
6,00	2,59	11,53	8,94	101,69	SI	0,20	0,01	0,90	0,04	0,2	0,42	0,50
5,50	1,73	12,95	11,22	101,69	SI	0,13	0,01	1,00	0,04	0,1	0,44	0,50
5,50	1,73	12,95	11,22	101,69	SI	0,13	0,01	1,00	0,04	0,1	0,44	0,50
5,00	1,69	13,02	11,33	101,69	SI	0,13	0,01	1,00	0,04	0,1	0,45	0,50
4,50	-1,39	13,20	14,58	101,69	SI	0,00	0,00	1,01	0,04	0,0	0,47	0,50

										0		
4,50	-1,29	12,81	14,10	101,69	SI	0,00	0,00	0,97	0,04	0,00	0,47	0,50
4,00	-8,58	12,99	21,57	54,10	SI	0,00	0,00	0,98	0,04	0,00	0,47	0,50
3,50	-18,09	12,94	31,03	54,10	SI	0,00	0,00	0,97	0,04	0,00	0,47	0,50
3,00	-24,22	11,60	35,82	54,10	SI	0,00	0,00	0,86	0,04	0,00	0,47	0,50
3,00	-24,41	0,34	24,75	54,10	SI	0,00	0,00	0,68	0,03	0,00	0,46	0,50
2,50	-34,87	0,20	35,07	54,10	SI	0,00	0,00	0,57	0,03	0,00	0,46	0,50
2,00	-51,07	0,45	51,52	54,10	SI	0,00	0,00	0,33	0,01	0,00	0,44	0,50
-										0,00		
10,00	-2,04	0,00	2,04	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-9,50	-8,59	-8,59	0,00	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-9,00	-45,66	-13,10	32,55	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-8,50	2,99	5,33	2,34	54,10	SI	0,25	0,01	0,45	0,02	0,56	0,30	0,50
-8,00	11,09	14,77	3,68	54,10	SI	0,92	0,04	1,23	0,05	0,75	0,27	0,52
-7,50	13,93	19,62	5,69	54,10	SI	1,15	0,05	1,61	0,07	0,71	0,30	0,52
-7,00	19,95	26,78	6,83	54,10	SI	1,63	0,07	2,18	0,10	0,74	0,31	0,53
-6,50	24,68	30,79	6,10	54,10	SI	1,99	0,09	2,49	0,11	0,80	0,30	0,54
-6,50	22,77	28,40	5,63	101,69	SI	1,79	0,08	2,23	0,10	0,80	0,29	0,54
-6,00	25,66	34,76	9,10	101,69	SI	2,00	0,09	2,71	0,12	0,74	0,34	0,54
-6,00	25,66	34,76	9,10	101,69	SI	2,00	0,09	2,71	0,12	0,74	0,34	0,54
-5,50	29,25	42,06	12,81	101,69	SI	2,26	0,10	3,25	0,14	0,70	0,38	0,54
-5,50	29,25	42,06	12,81	101,69	SI	2,26	0,10	3,25	0,14	0,70	0,38	0,54
-5,00	31,34	43,69	12,35	101,69	SI	2,41	0,11	3,35	0,15	0,72	0,38	0,55
-4,50	34,33	48,21	13,88	101,69	SI	2,62	0,12	3,67	0,16	0,71	0,39	0,55
-4,50	33,34	46,81	13,47	101,69	SI	2,53	0,11	3,56	0,16	0,71	0,39	0,55
-4,00	35,54	50,35	14,81	54,10	SI	2,68	0,12	3,80	0,17	0,71	0,40	0,55
-3,50	35,26	55,76	20,50	54,10	SI	2,64	0,12	4,18	0,18	0,63	0,45	0,55
-3,00	39,89	59,57	19,69	54,10	SI	2,97	0,13	4,43	0,20	0,67	0,44	0,56
-3,00	31,41	46,91	15,50	54,10	SI	2,33	0,10	3,48	0,15	0,67	0,40	0,55
-2,50	33,43	50,32	16,89	54,10	SI	2,47	0,11	3,71	0,16	0,66	0,41	0,55
-2,00	35,46	55,01	19,55	54,10	SI	2,60	0,11	4,03	0,18	0,64	0,43	0,55

Caratteristiche delle sezioni soggette a momento circonferenziale positivo e negativo										
Caratteristiche geometriche della sezione							Il momento tende le fibre inferiori		Il momento tende le fibre superiori	
y	H(M <sub>inf</sub> )	H(M <sub>sup</sub> )	A <sub>f, inf</sub>	A <sub>f, sup</sub>	M <sub>fat min</sub>	M <sub>fat max</sub>	x <sub>inf</sub>	J <sub>inf</sub>	x <sub>sup</sub>	J <sub>sup</sub>
[m]	[mm]	[mm]	[mm <sup>2</sup> /m]	[mm <sup>2</sup> /m]	[kN*m]	[kN*m]	[m]	[mm]	[mm]	[mm <sup>2</sup> /m]
-10,00	1850,00	1850,00	3539,53	2654,65	419,99	586,01	357,59	1,24E+11	304,69	9,76E+10
-9,50	1900,00	1900,00	3539,53	2654,65	406,70	489,52	363,44	1,32E+11	309,67	1,04E+11
-9,00	1950,00	1950,00	3539,53	2654,65	256,88	660,95	369,23	1,40E+11	314,58	1,10E+11
-8,50	2000,00	2000,00	3539,53	2654,65	609,79	748,37	374,93	1,48E+11	319,44	1,16E+11
-8,50	2000,00	2000,00	4424,41	3539,53	609,79	748,37	407,43	1,80E+11	358,84	1,50E+11
-7,50	2100,00	2100,00	4424,41	3539,53	1055,43	1384,62	419,88	2,01E+11	369,81	1,67E+11
-7,00	2150,00	2150,00	4424,41	3539,53	1180,46	1503,04	426,00	2,11E+11	375,21	1,76E+11
-6,50	2200,00	2200,00	4424,41	3539,53	1357,60	1690,51	432,05	2,23E+11	380,54	1,85E+11
-6,50	2200,00	2200,00	5899,21	4084,07	1357,60	1690,51	488,54	2,85E+11	394,61	2,12E+11
-6,00	2250,00	2250,00	5899,21	4084,07	1497,14	1936,10	495,44	2,99E+11	400,21	2,22E+11
-6,00	2250,00	2250,00	5899,21	4084,07	1497,14	1936,10	495,44	2,99E+11	400,21	2,22E+11
-5,50	2300,00	2300,00	5899,21	4084,07	1684,18	2204,81	502,26	3,14E+11	405,75	2,33E+11
-5,50	2300,00	2300,00	5899,21	4084,07	1684,18	2204,81	502,26	3,14E+11	405,75	2,33E+11
-5,00	2350,00	2350,00	5899,21	4084,07	1833,44	2413,83	509,01	3,30E+11	411,24	2,45E+11
-4,50	2400,00	2400,00	5899,21	4084,07	2032,09	2713,54	515,69	3,45E+11	416,67	2,56E+11
-4,50	2400,00	2400,00	10618,58	4084,07	2032,09	2713,54	672,48	5,55E+11	378,10	2,63E+11
-4,00	2450,00	2450,00	10618,58	4084,07	2200,15	2952,02	681,36	5,82E+11	383,20	2,75E+11
-3,50	2500,00	2500,00	10618,58	4084,07	2221,86	3393,62	690,15	6,09E+11	388,25	2,88E+11
-3,00	2550,00	2550,00	10618,58	4084,07	3083,83	4249,81	698,85	6,37E+11	393,26	3,00E+11
-3,00	3150,00	2550,00	10618,58	5309,29	3083,83	4249,81	784,70	1,03E+12	451,00	3,77E+11
-2,50	3150,00	2550,00	10618,58	5309,29	4056,37	5680,00	784,70	1,03E+12	451,00	3,77E+11
-2,00	3150,00	2550,00	10618,58	5309,29	4334,21	6046,51	784,70	1,03E+12	451,00	3,77E+11
10,00	1850,00	1850,00	3539,53	2654,65	226,61	324,62	357,59	1,24E+11	304,69	9,76E+10
9,50	1900,00	1900,00	3539,53	2654,65	207,16	283,83	363,44	1,32E+11	309,67	1,04E+11
9,00	1950,00	1950,00	3539,53	2654,65	168,36	442,98	369,23	1,40E+11	314,58	1,10E+11
8,50	2000,00	2000,00	3539,53	2654,65	272,87	505,07	374,93	1,48E+11	319,44	1,16E+11
8,50	2000,00	2000,00	4424,41	3539,53	272,87	505,07	407,43	1,80E+11	358,84	1,50E+11
7,50	2100,00	2100,00	4424,41	3539,53	364,47	622,54	419,88	2,01E+11	369,81	1,67E+11
7,00	2150,00	2150,00	4424,41	3539,53	394,26	694,36	426,00	2,11E+11	375,21	1,76E+11
6,50	2200,00	2200,00	4424,41	3539,53	409,53	770,42	432,05	2,23E+11	380,54	1,85E+11
6,50	2200,00	2200,00	5899,21	4084,07	409,53	770,42	488,54	2,85E+11	394,61	2,12E+11
6,00	2250,00	2250,00	5899,21	4084,07	415,33	834,27	495,44	2,99E+11	400,21	2,22E+11
6,00	2250,00	2250,00	5899,21	4084,07	415,33	834,27	495,44	2,99E+11	400,21	2,22E+11
5,50	2300,00	2300,00	5899,21	4084,07	394,19	912,83	502,26	3,14E+11	405,75	2,33E+11
5,50	2300,00	2300,00	5899,21	4084,07	394,19	912,83	502,26	3,14E+11	405,75	2,33E+11
5,00	2350,00	2350,00	5899,21	4084,07	436,88	960,30	509,01	3,30E+11	411,24	2,45E+11
4,50	2400,00	2400,00	5899,21	4084,07	302,76	999,23	515,69	3,45E+11	416,67	2,56E+11
4,50	2400,00	2400,00	10618,58	4084,07	302,76	999,23	672,48	5,55E+11	378,10	2,63E+11
4,00	2450,00	2450,00	10618,58	4084,07	240,30	1060,82	681,36	5,82E+11	383,20	2,75E+11
3,50	2500,00	2500,00	10618,58	4084,07	240,30	1130,79	690,15	6,09E+11	388,25	2,88E+11
3,00	2550,00	2550,00	10618,58	4084,07	139,37	1312,05	698,85	6,37E+11	393,26	3,00E+11
3,00	3150,00	2550,00	10618,58	5309,29	139,37	1312,05	784,70	1,03E+12	451,00	3,77E+11
2,50	3150,00	2550,00	10618,58	5309,29	317,56	1765,66	784,70	1,03E+12	451,00	3,77E+11
2,00	3150,00	2550,00	10618,58	5309,29	-59,64	1822,95	784,70	1,03E+12	451,00	3,77E+11

Escursione di tensione dovuta al momento circonferenziale che tende le fibre inferiori nel calcestruzzo e nell'acciaio												
y (-)	verifiche nelle barre di acciaio					verifiche nel calcestruzzo						
	$\sigma_{s\ inf, \ min}$	$\sigma_{s\ inf, \ max}$	$\Delta\sigma_{s\ inf, \ max}$	$\Delta\sigma_{Rsk}$	verificato	$\sigma_{c\ inf, \ min}$	$E_{cd, \ min, \ equ}$	$\sigma_{c\ inf, \ max}$	$E_{cd, \ max, \ equ}$	$R_{equ}$	1 ) < 1	2 ) > $E_{cd, \ max, \ equ}$
[m]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]		[MPa]		[MPa]				
-10,00	71,63	99,94	28,31	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-9,50	67,40	81,12	13,72	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-9,00	41,40	106,51	65,12	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-8,50	95,63	117,37	21,73	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-8,50	76,83	94,29	17,46	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-7,50	126,20	165,56	39,36	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-7,00	137,64	175,25	37,61	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-6,50	154,45	192,33	37,87	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-6,50	116,73	145,35	28,62	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-6,00	125,67	162,52	36,85	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-6,00	125,67	162,52	36,85	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-5,50	138,09	180,78	42,69	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-5,50	138,09	180,78	42,69	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-5,00	146,92	193,42	46,51	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-4,50	159,22	212,61	53,39	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-4,50	90,45	120,78	30,33	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-4,00	95,79	128,53	32,74	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-3,50	94,67	144,59	49,93	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-3,00	128,64	177,28	48,64	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-3,00	102,39	141,10	38,71	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-2,50	134,68	188,59	53,91	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
-2,00	143,90	200,76	56,85	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
10,00	38,65	55,36	16,72	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
9,50	34,33	47,04	12,71	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
9,00	27,13	71,39	44,26	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
8,50	42,79	79,21	36,42	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
8,50	34,38	63,64	29,26	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
7,50	43,58	74,44	30,86	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
7,00	45,97	80,96	34,99	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
6,50	46,59	87,65	41,06	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
6,50	35,21	66,24	31,03	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
6,00	34,86	70,03	35,17	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
6,00	34,86	70,03	35,17	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
5,50	32,32	74,84	42,52	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
5,50	32,32	74,84	42,52	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
5,00	35,01	76,95	41,94	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
4,50	23,72	78,29	54,57	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
4,50	13,48	44,48	31,00	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
4,00	10,46	46,19	35,72	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
3,50	10,24	48,18	37,94	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
3,00	5,81	54,73	48,92	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
3,00	4,63	43,56	38,94	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
2,50	10,54	58,62	48,08	101,69	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
2,00	-0,88	60,53	61,41	101,69	SI	0,07	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50

Escursione di tensione dovuta al momento circonferenziale che tende le fibre superiori nel calcestruzzo e nell'acciaio												
y (-)	verifiche nelle barre di acciaio					verifiche nel calcestruzzo						
	$\sigma_{s \text{ sup, min}}$	$\sigma_{s \text{ sup, max}}$	$\Delta\sigma_{s \text{ sup, max}}$	$\Delta\sigma_{Rsk}$	verificato	$\sigma_{c \text{ sup, min}}$	$E_{cd, \text{min, equ}}$	$\sigma_{c \text{ sup, max}}$	$E_{cd, \text{max, equ}}$	$R_{equ}$	1) < 1	2) > $E_{cd, \text{max, equ}}$
[m]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]		[MPa]		[MPa]				
-10,00	14,08	19,64	5,56	101,69	SI	1,21	0,05	1,69	0,07	0,72	0,30	0,52
-9,50	13,12	15,79	2,67	101,69	SI	1,12	0,05	1,35	0,06	0,83	0,24	0,52
-9,00	7,98	20,53	12,55	101,69	SI	0,68	0,03	1,75	0,08	0,39	0,41	0,51
-8,50	18,26	22,40	4,15	101,69	SI	1,55	0,07	1,90	0,08	0,81	0,27	0,53
-8,50	16,63	20,41	3,78	101,69	SI	1,38	0,06	1,69	0,07	0,81	0,26	0,53
-7,50	26,81	35,17	8,36	101,69	SI	2,21	0,10	2,90	0,13	0,76	0,34	0,54
-7,00	28,97	36,88	7,92	101,69	SI	2,38	0,11	3,03	0,13	0,79	0,33	0,55
-6,50	32,21	40,11	7,90	101,69	SI	2,64	0,12	3,28	0,15	0,80	0,34	0,55
-6,50	29,23	36,40	7,17	101,69	SI	2,33	0,10	2,90	0,13	0,80	0,32	0,55
-6,00	31,18	40,32	9,14	101,69	SI	2,48	0,11	3,21	0,14	0,77	0,35	0,55
-6,00	31,18	40,32	9,14	101,69	SI	2,48	0,11	3,21	0,14	0,77	0,35	0,55
-5,50	33,95	44,44	10,49	101,69	SI	2,69	0,12	3,52	0,16	0,76	0,36	0,55
-5,50	33,95	44,44	10,49	101,69	SI	2,69	0,12	3,52	0,16	0,76	0,36	0,55
-5,00	35,79	47,12	11,33	101,69	SI	2,83	0,13	3,73	0,16	0,76	0,38	0,56
-4,50	38,45	51,34	12,89	101,69	SI	3,03	0,13	4,05	0,18	0,75	0,39	0,56
-4,50	32,53	43,44	10,91	101,69	SI	2,46	0,11	3,29	0,15	0,75	0,36	0,55
-4,00	34,11	45,77	11,66	101,69	SI	2,58	0,11	3,46	0,15	0,75	0,37	0,55
-3,50	33,39	51,00	17,61	101,69	SI	2,52	0,11	3,85	0,17	0,65	0,42	0,55
-3,00	44,95	61,94	16,99	101,69	SI	3,38	0,15	4,66	0,21	0,73	0,43	0,57
-3,00	31,57	43,51	11,94	101,69	SI	2,34	0,10	3,23	0,14	0,73	0,37	0,55
-2,50	41,53	58,15	16,62	101,69	SI	3,08	0,14	4,32	0,19	0,71	0,42	0,56
-2,00	44,37	61,91	17,53	101,69	SI	3,29	0,15	4,60	0,20	0,72	0,43	0,57
10,00	7,60	10,88	3,29	101,69	SI	0,65	0,03	0,93	0,04	0,70	0,28	0,51
9,50	6,68	9,15	2,47	101,69	SI	0,57	0,03	0,78	0,03	0,73	0,26	0,51
9,00	5,23	13,76	8,53	101,69	SI	0,44	0,02	1,17	0,05	0,38	0,39	0,51
8,50	8,17	15,12	6,95	101,69	SI	0,69	0,03	1,28	0,06	0,54	0,35	0,51
8,50	7,44	13,78	6,33	101,69	SI	0,62	0,03	1,14	0,05	0,54	0,34	0,51
7,50	9,26	15,81	6,55	101,69	SI	0,76	0,03	1,30	0,06	0,59	0,33	0,52
7,00	9,67	17,04	7,36	101,69	SI	0,79	0,04	1,40	0,06	0,57	0,34	0,52
6,50	9,72	18,28	8,56	101,69	SI	0,80	0,04	1,50	0,07	0,53	0,36	0,52
6,50	8,82	16,59	7,77	101,69	SI	0,70	0,03	1,32	0,06	0,53	0,35	0,51
6,00	8,65	17,37	8,72	101,69	SI	0,69	0,03	1,38	0,06	0,50	0,37	0,51
6,00	8,65	17,37	8,72	101,69	SI	0,69	0,03	1,38	0,06	0,50	0,37	0,51
5,50	7,95	18,40	10,45	101,69	SI	0,63	0,03	1,46	0,06	0,43	0,39	0,51
5,50	7,95	18,40	10,45	101,69	SI	0,63	0,03	1,46	0,06	0,43	0,39	0,51
5,00	8,53	18,75	10,22	101,69	SI	0,67	0,03	1,48	0,07	0,45	0,38	0,51
4,50	5,73	18,91	13,18	101,69	SI	0,45	0,02	1,49	0,07	0,30	0,42	0,51
4,50	4,85	15,99	11,15	101,69	SI	0,37	0,02	1,21	0,05	0,30	0,41	0,51
4,00	3,73	16,45	12,72	101,69	SI	0,28	0,01	1,24	0,05	0,23	0,43	0,51
3,50	3,61	16,99	13,38	101,69	SI	0,27	0,01	1,28	0,06	0,21	0,44	0,51
3,00	2,03	19,12	17,09	101,69	SI	0,15	0,01	1,44	0,06	0,11	0,47	0,50
3,00	1,43	13,43	12,01	101,69	SI	0,11	0,00	1,00	0,04	0,11	0,45	0,50
2,50	3,25	18,08	14,83	101,69	SI	0,24	0,01	1,34	0,06	0,18	0,45	0,50
2,00	-4,79	18,66	23,45	101,69	SI	0,00	0,00	1,39	0,06	0,00	0,49	0,50

L'escursione di tensione nell'acciaio ( $\Delta\sigma_s$ ) risulta sempre minore alla escursione di tensione massima consentita, così come le espressioni (1) e (2) per la verifica dell'escursione di tensione nel calcestruzzo risultano sempre verificate. La fondazione risulta pertanto verificata in ogni sua sezione.

## 11.6. VERIFICA A PUNZONAMENTO

Le verifiche a punzonamento nei riguardi della fondazione sono state eseguite, nei confronti dell'azione dovuta alla torre e dell'azione dovuta ai pali, con le modalità disposte dall'Eurocodice 2 per le verifiche relative ad elementi che non sono dotati di armature specifiche.

Il procedimento consiste nel confrontare il valore unitario dell'azione a taglio-punzonamento ( $v_{Ed}$ ) che si esplica lungo il perimetro dell'area caricata  $u_0$ , con l'azione a taglio-punzonamento ( $v_{Rd,max}$ ) massima resistente dell'elemento lungo tale perimetro.

Si dovrà confrontare inoltre il valore unitario dell'azione a taglio-punzonamento ( $v_{Ed}$ ) che si esplica lungo il perimetro di verifica  $u$ , con l'azione a taglio-punzonamento ( $v_{Rd,c}$ ) massima resistente dell'elemento lungo la sezione di verifica considerata.

### 11.6.1 Verifica a punzonamento della torre

Il perimetro di verifica  $u$  è quello relativo alla distanza  $r_{cont}$  dal centro della torre, determinata secondo quanto previsto dall'EC2 per piastre con pilastri muniti di capitello circolare per i quali  $l_H < 2h_H$  (vedasi fig. 6.17 EC2).

L'azione agente di progetto posta a base del calcolo è quella relativa alla combinazione che genera il momento massimo all'interfaccia tra la torre e la fondazione, dedotta dall'analisi delle combinazioni utilizzate per i carichi applicati nelle verifiche locali.

Parametri della flangia superiore dell'anchor cage		
L	0,650	larghezza flangia
$R_{mFS}$	2,000 m	raggio medio della flangia inferiore torre
$R_{iFS}$	1,675 m	raggio interno della flangia inferiore torre
$R_{eFS}$	2,325 m	raggio esterno della flangia inferiore torre
Caratteristiche calcestruzzo		
$f_{ck}$	45,00 MPa	resistenza caratteristica cls fondazione
$f_{cd}$	25,50 MPa	resistenza di progetto cls fondazione

Caratteristiche dimensionali della sezione di riferimento		
c	4,450 m	Diametro esterno flangia anchor cage
$l_H$	0,675 m	distanza tra raggio esterno anchor cage e colletto
$h_H$	0,690 m	altezza colletto
d	2,330 m	altezza utile della suola
$r_{cont}$	7,56 m	EC2 eq. 6.33
e	22,30 m	eccentricità del carico $e=Mr/Fz$

Caratteristiche armatura		
$r_{cont}$	7,940 m	raggio del perimetro di rottura
$A_{slr}$	44,50 cm <sup>2</sup> /m	Area di armatura radiale inferiore al metro
hr	2,05 m	altezza netta sezione al perimetro di rottura
$\rho_r$	0,002 < 0,02	$A_{sl} / b_w d$ considerando un a base $b_w$ pari a 1m
$A_{slc}$	44,24 cm <sup>2</sup> /m	Area armatura circonferenziale inferiore al metro
hc	2,05 m	altezza netta sezione al perimetro di rottura
$\rho_c$	0,002 < 0,02	$A_{sl} / b_w d$ considerando un a base $b_w$ pari a 1m

Coefficienti per la verifica a punzonamento per elementi che non presentano specifiche armature		
$C_{Rd,c}$	0,12	$0,18 / \sqrt{\alpha_c}$
k	1,28 < 2	$1 + \sqrt{200/d}$ rispetto a d altezza utile minore tra dir x e dir y

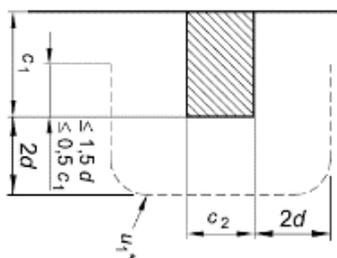
$k_1$	0,10	
$\sigma_{cp}$	0,00 MPa	$N_{ed} / A_c$
$\rho_l$	0,002 < 0,02	radq( $\rho_x \rho_y$ )
$v_{min} (C32/40)$	0,34 MPa	$0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$
$\beta$	3,63	EC2 eq. 6.42 pilastro circolare interno
$v$	0,49	0,6 (1- $f_{ck}/250$ )
dati della verifica		
$u_0$	14,61 m	Perimetro dell'area caricata
$u_1$	49,89 m	Perimetro di verifica alla distanza di verifica ( $r_{cont}$ )
$V_{ed}$	8711,33 KN	Azione Tagliante applicata
$M_{ed}$	176571,11 KN m	Momento applicato
$e$	20,27 m	eccentricità
Azioni agenti		
$v_{Ed}(u_0)$	0,88 MPa	al perimetro dell'area caricata ( $v_{ed} = \beta V_{ed} / u_0 d_u$ )
$v_{Ed}(u_1)$	0,257 MPa	al perimetro di verifica ( $v_{ed} = \beta V_{ed} / u_1 d_u$ )

Verifica		
$v_{Ed}(u_0) = 0,88 < v_{Rd,max} = 6,27$ MPa	resistenza a punzonamento massima in adiacenza all'area caricata $v_{Rd,max} = 0,5 v f_{cd}$	VERIFI CA
$v_{Ed}(u_1) = 0,26 < v_{Rd,c} = 0,34$ MPa	resistenza a punzonamento relativa all'altezza utile della fondazione priva d'armatura specifica lungo il perimetro di controllo $v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$	VERIFICA

Il valore unitario dell'azione a taglio-punzonamento ( $v_{Ed}$ ) è inferiore all'azione a taglio-punzonamento ( $v_{Rd}$ ) massima resistente dell'elemento lungo la sezione di verifica considerata. La verifica risulta soddisfatta.

### 11.6.2 Verifica a punzonamento dei pali

Per la verifica a punzonamento dei pali, l'altezza utile ( $d$ ) della piastra considerata è l'altezza minima della fondazione in corrispondenza dei pali stessi, mentre il perimetro di verifica  $u_1$  è quello relativo alla distanza  $2d$  dal bordo esterno del palo, a cui è stata sottratta la porzione d'angolo e la zona consigliata dall'EC2.



L'azione agente di progetto posta a base del calcolo è l'azione massima di compressione agente in testa ai pali della fondazione, dedotta dei tabulati di calcolo con l'ausilio di software per la gestione informatizzata dei dati.

Palo maggiormente sollecitato in testa		Palo 17
Combinazione		comb.12
Sollecitazioni agenti		
$M_{ed}$ (KN m)	0,0 KN m	
$N_{ed}$ (KN)	2.922,59 KN	

Verifica a punzonamento del solo calcestruzzo armato			
Caratteristiche dimensionali della sezione di riferimento			
$R_p$	0,50	m	raggio del palo
$d_u$	1,85	m	Altezza media della suola di fondazione al perimetro di rottura
Caratteristiche calcestruzzo			
$f_{ck}$	45,00	MPa	resistenza di caratteristica fondazione
$f_{cd}$	25,50	MPa	resistenza di progetto fondazione
Caratteristiche armatura			
$r_{rot}$	4,200	m	raggio del perimetro di rottura
$r_{rot}$	4,800	m	raggio della fondazione al perimetro di rottura
$A_{slr}$	71,20	cm <sup>2</sup> /m	area di armatura radiale superiore al metro
hr	2,350		altezza netta sezione al perimetro di rottura
$\rho_r$	0,003	< 0,02	$A_{sl} / b_w d$ considerando un a base $b_w$ pari a 1m
$\phi_c$	26	mm	diametro barre armatura circonferenziale superiore
$A_{slc}$	40,84	cm <sup>2</sup> /m	area armatura circonferenziale superiore al metro
hc	2,350		altezza netta sezione al perimetro di rottura
$\rho_c$	0,002	< 0,02	$A_{sl} / b_w d$ considerando un a base $b_w$ pari a 1m
Coefficienti per la verifica a punzonamento per elementi che non presentano specifiche armature			
$C_{Rd,c}$	0,12		$0,18 / \gamma_c$
k	1,33	< 2	$1 + \sqrt{200/d}$ rispetto a d altezza utile minore tra dir x e dir y
$k_1$	0,10		
$\sigma_{cp}$	0,00	MPa	$N_{ed} / A_c$
$\rho_l$	0,002	< 0,02	radq( $\rho_x \rho_y$ )
$v_{min}$	0,36	MPa	$0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$

Dati della verifica		
$u_0$	3,14	m Perimetro dell'area caricata
$u_1$	26,39	m Perimetro di verifica alla distanza 2d
$u_1^*$	11,20	m Perimetro di verifica (depurata della zona perimetrale)
$\square$	2,36	(EC2 eq. 6.44 pilastro angolo con eccentricità verso l'interno della piastra)
$V_{ed}$	2922,59	KN Azione Tagliante applicata
v	0,49	0,6 (1- $f_{ck}$ /250)
$v_{Ed}(u_0)$	1,18	MPa al perimetro dell'area caricata ( $v_{ed} = \beta V_{ed} / u_0 d_u$ )
$v_{Ed}(u_1^*)$	0,33	MPa al perimetro di verifica ( $v_{ed} = \beta V_{ed} / u_1^* d_u$ )

Verifica a punzonamento		
$v_{Ed}(u_0) = 1,18 < v_{Rd,max} = 6,27$ MPa	Resistenza a punzonamento massima in adiacenza all'area caricata $v_{Rd,max} = 0,5 v f_{cd}$	VERIFICA
$v_{Ed}(u_1) = 0,33 < v_{Rd,c} = 0,36$ MPa	Resistenza a punzonamento della porzione di fondazione relativa all'altezza utile tra la testa del palo e la faccia superiore della fondazione priva d'armatura specifica lungo il perimetro di controllo $v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \square_1 f_{ck})^{1/3}$	VERIFICA

Il valore unitario dell'azione a taglio-punzonamento ( $v_{Ed}$ ) è inferiore all'azione a taglio-punzonamento ( $v_{Rd}$ ) massima resistente dell'elemento lungo la sezione di verifica considerata. La verifica risulta soddisfatta.

## 11.7 VERIFICA PALI DI FONDAZIONE

Le verifiche strutturali complete relative agli SLU es agli SLE dei pali di fondazione sono state eseguite con il software di calcolo dell'Aztec Informatica, API++14 licenza n° A101280VT, e sono allegate nel fascicolo dei calcoli a cui si rimanda per ogni ulteriore approfondimento.

Purtuttavia, nel proseguo del presente paragrafo, è stato condotto una ulteriore verifica del palo maggiormente sollecitato al fine di confermare i risultati ottenuti con il software.

Le azioni agenti di progetto, poste a base del calcolo sono dedotte dei tabulati di calcolo con l'ausilio di software per la gestione informatizzata dei dati. Tali analisi hanno permesso di determinare il palo maggiormente sollecitato.

In particolare, si sono ottenuti i seguenti dati di input per le verifiche:

- Palo soggetto allo sforzo normale minimo: Palo n°1

Nr. palo	Y(m)	M(KNm)	T(KN)	N(KN)
1	0,0	0,0	60,18	-464,01

- Palo soggetto allo sforzo normale massimo: Palo n°14

Nr. palo	Y(m)	M(KNm)	T(KN)	N(KN)
14	0,0	0,0	60,18	2922,59

- Palo soggetto al momento massimo: Palo n°20

Nr. palo	Y(m)	M(KNm)	T(KN)	N(KN)
20	3,2	101,08	-1,00	1564,05

L'elemento strutturale sarà soggetto ad una combinazione di sforzo normale e momento che individuerà un punto di sollecitazione che confrontato con il dominio di rottura della sezione permetterà di affermare se la sezione risulta verificata.

Il Dominio di rottura della sezione viene determinato dopo aver calcolato la curvatura che, in condizioni di deformazione limite del calcestruzzo o dell'acciaio, soddisfa l'equilibrio alla traslazione.

**Titolo :** \_\_\_\_\_

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 50 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N° barre uguali: 28  
 Diametro barre: 2,2 [cm]  
 Copriferro (baric.): 7,3 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

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

N<sub>Ed</sub>: 0 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub>: 1.513 kN m

**Materiali**

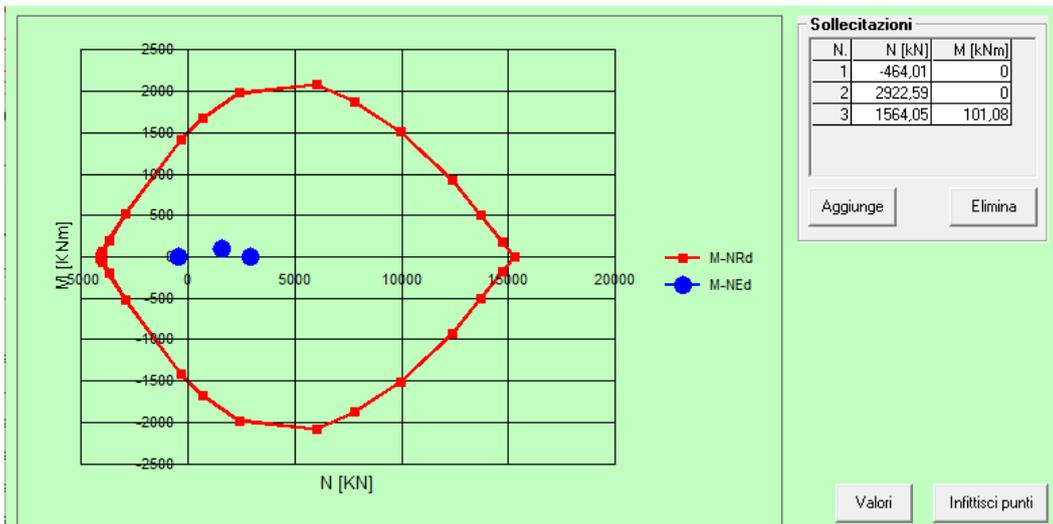
B450C	C25/30
$\epsilon_{su}$ 67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$ 391,3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$ 3,5 ‰
$E_s$ 200.000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$ 14,17
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0,8 [?]
$\epsilon_{syd}$ 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9,75
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$ 0,6
	$\tau_{c1}$ 1,829

$\sigma_c$  -14,17 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  391,3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  9,163 ‰  
 d 92,7 cm  
 x 25,62 x/d 0,2764  
 $\delta$  0,7855

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

Vertici: 52 N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
 M-curvatura  
 Precompresso



I punti individuati sono tutti interni al dominio di rottura della sezione, pertanto la sezione risulta verificata.

## 12. VERIFICHE LOCALI SISTEMA DI ANCHORAGGIO TRA TORRE E FONDAZIONE

### 12.1 VERIFICA PRESSIONI DI CONTATTO TRA LE FLANGE E CALCESTRUZZO

Per effettuare la verifica della pressione di contatto tra le flange, superiore ed inferiore dell'anchor cage, ed il calcestruzzo è necessario valutare le tensioni di compressione massime agenti  $\sigma_{c,max}$  che ivi si esplicano per effetto delle sollecitazioni trasmesse dalla torre.

Nel caso in cui, nelle verifiche agli SLU, tali tensioni risultassero superiori alle tensioni massime resistenti di progetto, andranno determinate le forze agenti  $F_{Ed,FS}$  per la flangia superiore e  $F_{Ed,FI}$  per la flangia inferiore dell'anchor cage al fine di confrontarle con la forza di compressione ultima che tale area è in grado di sopportare ( $F_{Rdu}$ ). L'azione resistente del calcestruzzo è stata calcolata secondo l'Eurocodice 2, al paragrafo 6.7, applicando la seguente relazione:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \times f_{cd} \times \sqrt{A_{c1}/A_{c0}}$$

Per la determinazione della pressione massima che si esplica in corrispondenza delle flange, consideriamo l'azione complessiva agente come la composizione dell'aliquota dovuta alle sollecitazioni provenienti dalla torre  $P_{td}$  e dell'aliquota dovuta alla post tensione  $P_a$ . Le analisi condotte ai vari stati limite, utilizzano i dati di partenza riportati nella seguente tabella.

Parametri geometrici		
n	100	numero di coppie di barre
A <sub>barra</sub>	1120 mm <sup>2</sup>	area di una barra M42
L <sub>barra</sub>	3150	Distanza tra le flange
R <sub>m</sub>	2,00 m	raggio medio dell'anchor cage
ΔC	0,13 m	Allargamento lungo direzione circonferenziale
Parametri della flangia superiore dell'anchor cage		
L	0,650 m	larghezza flangia
R <sub>i</sub>	1,675 m	raggio interno della flangia
R <sub>e</sub>	2,325 m	raggio esterno della flangia
A <sub>fl sup</sub>	8,168 m <sup>2</sup>	area della flangia superiore
L <sub>ingh</sub>	0,770 m	larghezza all'inghisaggio
H <sub>coll</sub>	0,600	altezza colletto
L <sub>coll</sub>	1,370 m	larghezza cono al colletto
Parametri della flangia inferiore dell'anchor cage		
L	0,450 m	larghezza flangia
R <sub>i</sub>	1,775 m	raggio interno della flangia
R <sub>e</sub>	2,225 m	raggio esterno della flangia
A <sub>fl inf</sub>	5,655 m <sup>2</sup>	area della flangia inferiore

H <sub>C50 inf</sub>	0,200	altezza porzione di C50/60 sopra la flangia inferiore
L <sub>C50 inf</sub>	0,650 m	larghezza cono inferiore al C45/55

Forze di post tensione		
P <sub>p</sub>	610 kN	Forza iniziale di post tensione
C <sub>s</sub>	149.333 N/mm	Costante elastica della coppia di barre
C <sub>c</sub>	1.164.133 N/mm	Costante elastica del cls compresso
p	11%	Perdita di tensione nelle barre
Z <sub>i</sub>	1.376 KN	

Di seguito la verifica allo SLU.

Azioni agenti - SLU		
F <sub>z t</sub>	-8.711,33 KN	Forza verticale agente
M <sub>r t</sub>	176.571,11 KN m	Momento agente
P <sub>tdFz</sub>	-87 KN	Forza sulla coppia di barre dovuta allo Sforzo verticale
P <sub>tdMr</sub>	1.766 KN	Forza sulla coppia di barre dovuta al Momento (+/-)
P <sub>td DW</sub>	-1.853 KN	Forza sulla coppia di barre verso il basso
P <sub>td UP</sub>	1.679 KN	Forza sulla coppia di barre verso l'alto
P <sub>a DW</sub>	505 KN	Forza di post tensione agente sulla singola barra per P <sub>td</sub> < Z <sub>i</sub>
P <sub>a UP</sub>	839 KN	Forza di post tensione agente sulla singola barra per P <sub>td</sub> > Z <sub>i</sub>

Verifiche tensioni di contatto delle flange		
f <sub>cd SLU (C90/105)</sub>	51,00 MPa	resistenza di progetto inghisaggio C90/105
f <sub>cd SLU (C50/60)</sub>	28,33 MPa	resistenza di progetto colletto C50/60
f <sub>cd SLU (C45/55)</sub>	25,50 MPa	resistenza di progetto suola C45/55
Verifica della flangia superiore dell'anchor cage		
σ <sub>C max sotto flangia</sub>	35,04 MPa	tensione massima nel calcestruzzo sotto la flangia
σ <sub>C max sotto inghisaggio</sub>	29,58 MPa	tensione massima nel calcestruzzo del colletto
σ <sub>C max sotto colletto</sub>	16,63 MPa	tensione massima nel calcestruzzo della suola
f <sub>cd (90/105)</sub>	> σ <sub>C max sotto flangia</sub>	VERIFICA
f <sub>cd (C50/60)</sub>	< σ <sub>C max sotto inghisaggio</sub>	NECESSITA VERIFICA pressioni localizzate EC2 par. 6.7
f <sub>cd (C45/55)</sub>	> σ <sub>C max sotto colletto</sub>	VERIFICA
Verifica della flangia inferiore dell'anchor cage		
σ <sub>C max sopra la flangia</sub>	29,68 MPa	tensione massima nel calcestruzzo sopra la flangia
σ <sub>C max al C45/55</sub>	20,55 MPa	tensione massima nel calcestruzzo C45/55 sopra la flangia
f <sub>cd (C45/55)</sub>	< σ <sub>C max sopra la flangia</sub>	NECESSITA VERIFICA pressioni localizzate EC2 par. 6.7
f <sub>cd (C50/60)</sub>	> σ <sub>C max al C45/55</sub>	VERIFICA

Nelle sezioni in cui la verifica non risulta soddisfatta si procede ad approfondirla considerando l'allargamento del cono previsto da EC2 par. 6.7.

Verifiche pressioni localizzate EC2 par. 6.7			
Caratteristiche calcestruzzo sotto l'inghisaggio			
$\sigma_{c \max}$	29,58	MPa	tensione massima di compressione agente sul calcestruzzo
$f_{cd}$	25,50	MPa	resistenza cilindrica a compressione di progetto
Caratteristiche calcestruzzo sopra la flangia inferiore dell'anchor cage			
$\sigma_{c \max}$	29,68	MPa	tensione massima di compressione agente sul calcestruzzo
$f_{cd}$	25,50	MPa	resistenza cilindrica a compressione di progetto
Caratteristiche dimensionali			
D	4,00	m	Diametro medio della gabbia di ancoraggio
n°	100		Numero di tirafondi
$\Delta C$	0,13	m	Arco di circonferenza interessato
$L_{FS}$	0,77	m	Larghezza dell'inghisaggio
$L_{FI}$	0,45	m	Larghezza della flangia inferiore dell'anchor cage
$A_{c0,FS}$	0,10	m <sup>2</sup>	area porzione di setto circolare sotto l'inghisaggio
$A_{c0,FI}$	0,06	m <sup>2</sup>	area porzione di setto circolare sopra la flangia inferiore dell'anchor cage
$\Delta C_{c,FS}$	0,13	m	All. lungo dir. circonferenziale sotto l'inghisaggio
$L_{r,FS}$	2,31	m	All. lungo dir. radiale sotto l'inghisaggio
$\Delta C_{c,FI}$	0,13	m	All. lungo dir. circonferenziale sopra la flangia inferiore dell'anchor cage
$L_{r,FI}$	1,35	m	All. lungo dir. radiale sopra la flangia inferiore dell'anchor cage
$A_{c1,FS}$	0,29	m <sup>2</sup>	area zona interessata sotto l'inghisaggio
$A_{c1,FI}$	0,17	m <sup>2</sup>	area zona interessata sopra la flangia inferiore dell'anchor cage
Forze resistenti			
$(A_{c1,FS}/A_{c0,FS})^{0,5}$	1,73		per la flangia della torre
$(A_{c1,FI}/A_{c0,FI})^{0,5}$	1,73		per la flangia inferiore dell'anchor cage
$F_{Rdu,FS}$	4.273,67	KN	$F_{Rdu}=A_{c0,FT} * f_{cd} * (A_{c1,FT}/A_{c0,FT})^{0,5}$
$F_{Rdu,FI}$	2.497,60	KN	$F_{Rdu}=A_{c0,FA} * f_{cd} * (A_{c1,FA}/A_{c0,FA})^{0,5}$
Forze agenti			
$F_{Edu,FS}$	2.862,17	KN	forza che si esplica sotto la flangia superiore dell'anchor cage $F = \sigma_{c \max} \times A_{c0,FS}$
$F_{Edu,FI}$	1.678,60	KN	forza che si esplica sopra la flangia inferiore dell'anchor cage $F = \sigma_{c \max} \times A_{c0,FI}$
Verifica			
$F_{Rdu,FS}$	>	$F_{Edu,FS}$	VERIFICA
$F_{Rdu,FI}$	>	$F_{Edu,FI}$	VERIFICA

La verifica risulta soddisfatta. Sarà comunque necessario disporre idonee armature in grado di equilibrare le forze di trazione trasversali dovute all'effetto del carico, di cui si dirà nel successivo paragrafo.

Di seguito la verifica allo SLE combinazione caratteristica.

Azioni agenti - SLE caratteristica		
$F_z t$	-6.662,22 KN	Forza verticale agente
$M_r t$	117.714,07 KN m	Momento agente
$P_{tdFz}$	-67 KN	Forza sulla coppia di barre dovuta allo Sforzo verticale
$P_{tdMr}$	1.177 KN	Forza sulla coppia di barre dovuta al Momento (+/-)

P <sub>td DW</sub>	-1.244 KN	Forza sulla coppia di barre verso il basso
P <sub>td UP</sub>	1.111 KN	Forza sulla coppia di barre verso l'alto
P <sub>a DW</sub>	539 KN	Forza di post tensione agente sulla singola barra per P <sub>td</sub> < Z <sub>i</sub>
P <sub>a UP</sub>	610 KN	Forza di post tensione agente sulla singola barra per P <sub>td</sub> < Z <sub>i</sub>

Verifica compressione calcestruzzo			
f <sub>cd SLE (90/105)</sub>	54,00	MPa	resistenza caratteristica coltetto agli SLE C90/105 (0,6xf <sub>ck 90/105</sub> )
f <sub>cd SLE (50/60)</sub>	30,00	MPa	resistenza caratteristica coltetto agli SLE C50/60 (0,6xf <sub>ck 50/60</sub> )
f <sub>cd (C45/55)</sub>	27,00	MPa	resistenza caratteristica coltetto agli SLE C45/55 (0,6xf <sub>ck 45/55</sub> )
Verifica della flangia superiore dell'anchor cage			
σ <sub>C max sotto flangia</sub>	28,43	MPa	tensione massima nel calcestruzzo sotto la flangia
σ <sub>C max sotto inghisaggio</sub>	24,00	MPa	tensione massima nel calcestruzzo sotto l'inghisaggio
σ <sub>C max sotto coltetto</sub>	13,49	MPa	tensione massima nel calcestruzzo della suola
f <sub>cd (90/105)</sub>	>	σ <sub>C max sotto flangia</sub>	VERIFICA
f <sub>cd (C50/60)</sub>	>	σ <sub>C max inghisaggio</sub>	VERIFICA
f <sub>cd (C45/55)</sub>	>	σ <sub>C max sotto coltetto</sub>	VERIFICA
Verifica della flangia inferiore dell'anchor cage			
σ <sub>C max sopra la flangia</sub>	21,57	MPa	tensione massima nel calcestruzzo
σ <sub>C max al C45/55</sub>	14,94	MPa	tensione massima nel calcestruzzo C45/55 sopra la flangia
f <sub>cd (C45/55)</sub>	>	σ <sub>C max</sub>	VERIFICA
f <sub>cd (C50/60)</sub>	>	σ <sub>C max al C45/55</sub>	VERIFICA

Di seguito la verifica allo SLE combinazione quasi permanente.

Azioni agenti - SLE quasi permanente			
F <sub>z t</sub>	-6.902,00	KN	Forza verticale agente
M <sub>r t</sub>	97.465,00	KN m	Momento agente
P <sub>tdFz</sub>	-69	KN	Forza sulla coppia di barre dovuta allo Sforzo verticale
P <sub>tdMr</sub>	975	KN	Forza sulla coppia di barre dovuta al Momento (+/-)
P <sub>td DW</sub>	-1.044	KN	Forza sulla coppia di barre verso il basso
P <sub>td UP</sub>	906	KN	Forza sulla coppia di barre verso l'alto
P <sub>a DW</sub>	551	KN	Forza di post tensione agente sulla singola barra per P <sub>td</sub> < Z <sub>i</sub>
P <sub>a UP</sub>	610	KN	Forza di post tensione agente sulla singola barra per P <sub>td</sub> < Z <sub>i</sub>

Verifica compressione calcestruzzo			
f <sub>cd SLE (90/105)</sub>	40,50	MPa	resistenza caratteristica coltetto agli SLE C90/505 (0,45xf <sub>ck 90/105</sub> )
f <sub>cd (C50/60)</sub>	22,50	MPa	resistenza caratteristica coltetto agli SLE C50/60 (0,45xf <sub>ck 50/60</sub> )
f <sub>cd (C45/55)</sub>	20,25	MPa	resistenza caratteristica coltetto agli SLE C45/55 (0,45xf <sub>ck 45/55</sub> )
Verifica della flangia superiore dell'anchor cage			
σ <sub>C max sotto flangia</sub>	26,26	MPa	tensione massima nel calcestruzzo sotto la flangia
σ <sub>C max sotto inghisaggio</sub>	22,17	MPa	tensione massima nel calcestruzzo sotto l'inghisaggio
σ <sub>C max sotto coltetto</sub>	12,46	MPa	tensione massima nel calcestruzzo della suola
f <sub>cd (90/105)</sub>	>	σ <sub>C max sotto flangia</sub>	VERIFICA
f <sub>cd (C50/60)</sub>	>	σ <sub>C max inghisaggio</sub>	VERIFICA
f <sub>cd (C45/55)</sub>	>	σ <sub>C max sotto coltetto</sub>	VERIFICA
Verifica della flangia inferiore dell'anchor cage			
σ <sub>C max sopra la flangia</sub>	21,57	MPa	tensione massima nel calcestruzzo
σ <sub>C max al C45/55</sub>	14,94	MPa	tensione massima nel calcestruzzo C45/55 sopra la flangia
f <sub>cd (C45/55)</sub>	>	σ <sub>C max</sub>	VERIFICA
f <sub>cd (C50/60)</sub>	>	σ <sub>C max al C45/55</sub>	VERIFICA

Di seguito la verifica allo SLE combinazione quasi permanente.

Azioni agenti - SLE quasi permanente		
Fz t	-6.902,00 KN	Forza verticale agente
Mr t	97.465,00 KN m	Momento agente
P <sub>tdFz</sub>	-69 KN	Forza sulla coppia di barre dovuta allo Sforzo verticale
P <sub>tdMr</sub>	975 KN	Forza sulla coppia di barre dovuta al Momento (+/-)
P <sub>td DW</sub>	-1.044 KN	Forza sulla coppia di barre verso il basso
P <sub>td UP</sub>	906 KN	Forza sulla coppia di barre verso l'alto
P <sub>a DW</sub>	551 KN	Forza di post tensione agente sulla singola barra per P <sub>td</sub> < Z <sub>i</sub>
P <sub>a UP</sub>	610 KN	Forza di post tensione agente sulla singola barra per P <sub>td</sub> < Z <sub>i</sub>

Verifica compressione calcestruzzo			
f <sub>cd SLE (90/105)</sub>	40,50	MPa	resistenza caratteristica coltetto agli SLE C90/105 (0,45x f <sub>ck 90/105</sub> )
f <sub>cd (C50/60)</sub>	22,50	MPa	resistenza caratteristica coltetto agli SLE C50/60 (0,45x f <sub>ck 50/60</sub> )
f <sub>cd (C45/55)</sub>	20,25	MPa	resistenza caratteristica coltetto agli SLE C45/55 (0,45x f <sub>ck 45/55</sub> )
Verifica della flangia superiore dell'anchor cage			
σ <sub>C max sotto flangia</sub>	26,26	MPa	tensione massima nel calcestruzzo sotto la flangia
σ <sub>C max sotto inghisaggio</sub>	22,17	MPa	tensione massima nel calcestruzzo sotto l'inghisaggio
σ <sub>C max sotto coltetto</sub>	12,46	MPa	tensione massima nel calcestruzzo della suola
f <sub>cd (90/105)</sub>	>	σ <sub>C max sotto flangia</sub>	VERIFICA
f <sub>cd (C50/60)</sub>	>	σ <sub>C max inghisaggio</sub>	VERIFICA
f <sub>cd (C45/55)</sub>	>	σ <sub>C max sotto coltetto</sub>	VERIFICA
Verifica della flangia inferiore dell'anchor cage			
σ <sub>C max sopra la flangia</sub>	21,57	MPa	tensione massima nel calcestruzzo
σ <sub>C max al C45/55</sub>	14,94	MPa	tensione massima nel calcestruzzo C45/55 sopra la flangia
f <sub>cd (C45/55)</sub>	>	σ <sub>C max</sub>	VERIFICA
f <sub>cd (C50/60)</sub>	>	σ <sub>C max al C45/55</sub>	VERIFICA

La tensione di compressione del calcestruzzo sotto le flange agli SLE è inferiore a quella consentita per gli stati limite considerati, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Inoltre si procederà nel proseguo ad effettuare, per la zona di calcestruzzo in esame, le verifiche allo stato limite di fatica.

Azioni minime a fatica		
Fz t	-6.484,00 KN	Forza verticale agente
Mr t	34.076,00 KN m	Momento agente
P <sub>tdFz</sub>	-65 KN	Forza sulla coppia di barre dovuta allo Sforzo verticale
P <sub>tdMr</sub>	341 KN	Forza sulla coppia di barre dovuta al Momento (+/-)
P <sub>td DW</sub>	-406 KN	Forza sulla coppia di barre verso il basso
P <sub>td UP</sub>	276 KN	Forza sulla coppia di barre verso l'alto
P <sub>a DW</sub>	587 KN	Forza di post tensione agente sulla singola barra per P <sub>td</sub> < Z <sub>i</sub>
P <sub>a UP</sub>	610 KN	Forza di post tensione agente sulla singola barra per P <sub>td</sub> < Z <sub>i</sub>
Azioni massime a fatica		
Fz t	-6.622,00 KN	Forza verticale agente
Mr t	78.192,00 KN m	Momento agente
P <sub>tdFz</sub>	-66 KN	Forza sulla coppia di barre dovuta allo Sforzo verticale
P <sub>tdMr</sub>	782 KN	Forza sulla coppia di barre dovuta al Momento (+/-)

P <sub>td</sub> DW	-848 KN	Forza sulla coppia di barre verso il basso
P <sub>td</sub> UP	716 KN	Forza sulla coppia di barre verso l'alto
P <sub>a</sub> DW	562 KN	Forza di post tensione agente sulla singola barra per P <sub>td</sub> < Z <sub>i</sub>
P <sub>a</sub> UP	610 KN	Forza di post tensione agente sulla singola barra per P <sub>td</sub> < Z <sub>i</sub>

Verifiche del calcestruzzo		
f <sub>cd</sub> fat (C90/105)	39,53 MPa	resistenza di progetto a fatica inghisaggio C90/105
f <sub>cd</sub> fat (C50/60)	24,79 MPa	resistenza di progetto a fatica colletto C50/60
f <sub>cd</sub> fat (C45/55)	22,63 MPa	resistenza di progetto a fatica colletto C45/55
Verifica della flangia superiore dell'anchor cage		
σ <sub>C</sub> max sotto flangia	24,14	tensione massima nel calcestruzzo sotto la flangia
σ <sub>C</sub> max inghisaggio	20,38 MPa	tensione massima nel calcestruzzo sotto l'inghisaggio
σ <sub>C</sub> max suola	11,45 MPa	tensione massima nel calcestruzzo della suola
σ <sub>C</sub> min sotto flangia	19,34 MPa	tensione minima nel calcestruzzo sotto l'inghisaggio
σ <sub>C</sub> min inghisaggio	16,32	tensione minima nel calcestruzzo sotto l'inghisaggio
σ <sub>C</sub> min suola	9,17	tensione minima nel calcestruzzo della suola
η <sub>c</sub>	0,91	
S <sub>cd</sub> , max flangia	0,56	livello massimo delle tensioni di compressione C90/105
S <sub>cd</sub> , min flangia	0,44	livello minimo delle tensioni di compressione C90/105
Y flangia	0,72	
S <sub>cd</sub> , max inghisaggio	0,75	livello massimo delle tensioni di compressione C50/60
S <sub>cd</sub> , min inghisaggio	0,60	livello minimo delle tensioni di compressione C50/60
Y inghisaggio	0,78	
S <sub>cd</sub> , max suola	0,46	livello massimo delle tensioni di compressione C45/55
S <sub>cd</sub> , min suola	0,37	livello minimo delle tensioni di compressione C45/55
Y suola	0,69	
Verifica nel calcestruzzo sotto la flangia C90/105		
(MC10 eq. 7.4.7a) Log N <sub>1</sub> = 12,62	Log N = 15,03 > 6	VERIFICA
(MC10 eq. 7.4.7b) Log N <sub>2</sub> = 15,03		
σ <sub>C</sub> max = 24,14 < 54,00 = 0,6 x f <sub>ck</sub> (C90/105)		VERIFICA
(σ <sub>C</sub> max + σ <sub>C</sub> min)/2 = 21,74 < 45,00 = 0,5 x f <sub>ck</sub> (C90/105)		VERIFICA
Verifica nel calcestruzzo sotto l'inghisaggio C50/60		
(MC10 eq. 7.4.7a) Log N <sub>1</sub> = 8,99	Log N = 9,08 > 6	VERIFICA
(MC10 eq. 7.4.7b) Log N <sub>2</sub> = 9,08		
σ <sub>C</sub> max = 20,38 < 30,00 = 0,6 x f <sub>ck</sub> (C50/60)		VERIFICA
(σ <sub>C</sub> max + σ <sub>C</sub> min)/2 = 18,35 < 25,00 = 0,5 x f <sub>ck</sub> (C50/60)		VERIFICA
Verifica nel calcestruzzo della suola C32/40		
(MC10 eq. 7.4.7a) Log N <sub>1</sub> = 13,76	Log N = 18,07 > 6	VERIFICA
(MC10 eq. 7.4.7b) Log N <sub>2</sub> = 18,07		
σ <sub>C</sub> max = 11,45 < 27,00 = 0,6 x f <sub>ck</sub> (C45/55)		VERIFICA
(σ <sub>C</sub> max + σ <sub>C</sub> min)/2 = 10,31 < 22,50 = 0,5 x f <sub>ck</sub> (C45/55)		VERIFICA
Verifica della flangia inferiore dell'anchor cage		
σ <sub>C</sub> max sopra la flangia	20,76 MPa	tensione massima nel calcestruzzo sopra la flangia inferiore
σ <sub>C</sub> max al C45/55	14,37 MPa	tensione massima nel calcestruzzo C45/55 sopra la flangia
σ <sub>C</sub> min sopra la flangia	19,87 MPa	tensione minima nel calcestruzzo sopra la flangia inferiore
σ <sub>C</sub> min al C45/55	13,76 MPa	tensione minima nel calcestruzzo C45/55 sopra la flangia
f <sub>cd</sub> fat (C50/60)	24,79 MPa	resistenza di progetto a fatica C50/60
f <sub>cd</sub> fat (C45/55)	22,63 MPa	resistenza di progetto a fatica C45/55
η <sub>c</sub>	0,98	
S <sub>cd</sub> , max (C50/60)	0,82 MPa	livello massimo delle tensioni di compressione
S <sub>cd</sub> , min (C50/60)	0,78 MPa	livello minimo delle tensioni di compressione
Y (C50/60)	0,84	

$S_{cd, max}$ (C45/55)	0,62 MPa	livello massimo delle tensioni di compressione
$S_{cd, min}$ (C45/55)	0,60 MPa	livello minimo delle tensioni di compressione
$Y_{(C45/55)}$	0,77	

Verifica nel calcestruzzo sopra la flangia C50/60				
(MC10 eq. 7.4.7a) $\text{Log } N_1 =$	8,79	$\text{Log } N =$	8,95 > 6	VERIFICA
(MC10 eq. 7.4.7b) $\text{Log } N_2 =$	8,95			
$\sigma_{C max} =$	20,76	<	30,00 = 0,6 x $f_{ck(C50/60)}$	VERIFICA
$(\sigma_{C max} + \sigma_{C min})/2 =$	20,31	<	25,00 = 0,5 x $f_{ck(C50/60)}$	VERIFICA
Verifica nel calcestruzzo sopra la flangia C45/55				
(MC10 eq. 7.4.7a) $\text{Log } N_1 =$	13,40	$\text{Log } N =$	20,09 > 6	VERIFICA
(MC10 eq. 7.4.7b) $\text{Log } N_2 =$	20,09			
$\sigma_{C max} =$	22,63	<	27,00 = 0,6 x $f_{ck(C45/55)}$	VERIFICA
$(\sigma_{C max} + \sigma_{C min})/2 =$	11,73	<	22,50 = 0,5 x $f_{ck(C45/55)}$	VERIFICA

L'escursione di tensione nel calcestruzzo è inferiore a quella massima consentita, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

## 12.2 VERIFICA TIRANTI PER IL CALCESTRUZZO COMPRESSO

Secondo quanto disposto dall'Eurocodice 2, al paragrafo 6.7, si raccomanda di disporre idonee armature in grado di equilibrare le forze di trazione trasversali dovute all'effetto delle pressioni localizzate. Tali armature sono state disposte in prossimità delle flange, superiore ed inferiore dell'anchor cage.

Le forze di trazione agenti in tali armature sono state quindi valutate con l'ausilio di modelli tirante-puntone, secondo quanto disposto dall'Eurocodice 2, al paragrafo 6.5.3.

L'analisi condotta può essere riassunta nelle seguenti tabelle:

Caratteristiche geometriche e dei materiali		
Caratteristiche dell'acciaio		
$f_{yd}$	391,30 MPa	resistenza dell'acciaio di progetto
Caratteristiche dimensionali flangia superiore dell'anchor cage		
H	3,15 m	Altezza puntone
a	0,65 m	Larghezza flangia
$b_{eff}$	2,00 m	regione di totale discontinuità - $b_{eff} = 0,5 H + 0,65 a$
$\tan \theta$	2,34	
$\theta$	67 °	Angolo di inclinazione dei puntoni
h	1,58 m	
$z=h/2$	0,79 m	
d	0,95 m	
Caratteristiche dimensionali flangia inferiore dell'anchor cage		
H	3,15 m	Altezza puntone
a	0,45 m	Larghezza flangia
$b_{eff}$	1,87 m	regione di totale discontinuità - $b_{eff} = 0,5 H + 0,65 a$
$\tan \theta$	2,22	

$\theta$	66 °	Angolo di inclinazione dei puntoni
h	1,58 m	
z=h/2	0,79 m	
d	0,95 m	
Caratteristiche armatura presente per la flangia superiore		
$\phi$	20 mm	diametro di armatura per la flangia superiore
n	300	numero barre totali
A	1885 mm <sup>2</sup>	Area di armatura per la flangia superiore
Caratteristiche armatura presente per la flangia inferiore		
$\phi$	20 mm	diametro di armatura per la flangia inferiore
n	300	numero barre totali
A	1885 mm <sup>2</sup>	Area di armatura per la flangia inferiore

Verifica SLU		
Azione agente		
F <sub>Edu,FS</sub>	2862,17 KN	forza che si esplica sotto la flangia superiore dell'anchor cage
F <sub>Edu,FI</sub>	1678,60 KN	forza che si esplica sopra la flangia inferiore dell'anchor cage
Forza di trazione corrispondente		
T <sub>ed,FS</sub>	612,19 KN	$T=F/4 \times (1-0,7x_a/H)$
T <sub>ed,FI</sub>	377,68 KN	$T=F/4 \times (1-0,7x_a/H)$
Forza di trazione massima resistente		
F <sub>R,FS</sub>	737,59 KN	$F_{Rd}=A \cdot f_{yd}$
F <sub>R,FI</sub>	737,59 KN	$F_{Rd}=A \cdot f_{yd}$
VERIFICA		
F <sub>R,FS</sub> > T <sub>ed,FS</sub>		VERIFICA
F <sub>R,FI</sub> > T <sub>ed,FI</sub>		VERIFICA

La forza massima agente nelle armature allo scopo disposte sotto l'inghisaggio e sopra la flangia inferiore dell'anchor cage risulta idonea a sostenere le forze in gioco, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Inoltre si procederà nel prosieguo ad effettuare, per le armature in esame, le verifiche agli stati limite di esercizio e allo stato limite di fatica.

Verifica SLE – combinazione caratteristica		
Azione agente		
$\sigma_{c \max}$	24,00 MPa	forza che si esplica sotto la flangia superiore dell'anchor cage
F <sub>FS</sub>	2322,35 KN	forza max che si esplica sotto l'inghisaggio $F = \sigma_{c \max} \times A_{CO, FT}$
$\sigma_{c \max}$	21,57 MPa	tensione max agente sul calcestruzzo sopra la flangia inferiore dell'anchor cage
F <sub>FI</sub>	1220,00 KN	forza max che si esplica sopra la flangia inferiore dell'anchor cage $F = \sigma_{c \max} \times A_{CO, FA}$
Caratteristiche acciaio		
f <sub>yd SLE</sub>	360 MPa	resistenza dell'acciaio di progetto agli SLE (0,8xfyk)
Forza di trazione corrispondente agente nei tiranti sotto la flangia della torre		
T <sub>FS</sub>	496,73 KN	$T=F/4 \times (1-0,7x_a/h)$
$\sigma_{s \max}$	263,52 MPa	tensione massima nell'acciaio dei tiranti sotto l'inghisaggio
f <sub>yd SLE</sub> > $\sigma_{s \max}$		VERIFICA
Forza di trazione corrispondente agente nei tiranti sopra la flangia inferiore dell'anchor cage		
T <sub>FI</sub>	244,00 KN	$T=F/4 \times (1-0,7x_a/h)$
$\sigma_{s \max}$	129,45 MPa	tensione massima nell'acciaio dei tiranti sopra la flangia inferiore dell'anchor cage
f <sub>yd SLE</sub> > $\sigma_{s \max}$		VERIFICA

La tensione massima nell'acciaio è inferiore a quella consentita per gli stati limite di

esercizio, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Di seguito la verifica a fatica.

Verifica a fatica		
Azione agente sotto la flangia superiore dell'anchor cage		
$\sigma_{c \max}$	24,14 MPa	tensione massima agente sul calcestruzzo sotto la flangia
$F_{FT \max}$	2335,72 KN	forza massima che si esplica sotto la flangia $F = \sigma_{c \max} \times A_{C0, FT}$
$\sigma_{c \min}$	19,34 MPa	tensione minima agente sul calcestruzzo sotto la flangia
$F_{FS \min}$	1871,08 KN	forza minima che si esplica sotto la flangia $F = \sigma_{c \min} \times A_{C0, FT}$
$\Delta F_{FS}$	464,64 KN	variazione dell'Azione che si esplica sotto la flangia ( $F_{\max} - F_{\min}$ )
Azione agente sopra la flangia inferiore dell'anchor cage		
$\sigma_{c \max}$	20,76 MPa	tensione massima agente sul calcestruzzo sopra la flangia inferiore
$F_{FI \max}$	1173,89 KN	forza massima che si esplica sopra la flangia $F = \sigma_{c \max} \times A_{C0, FA}$
$\sigma_{c \min}$	19,87 MPa	tensione minima agente sul calcestruzzo sopra la flangia
$F_{FI \min}$	1123,57 KN	forza minima che si esplica sopra la flangia $F = \sigma_{c \min} \times A_{C0, FA}$
$\Delta F_{FI}$	50,31 KN	variazione dell'Azione che si esplica sotto la flangia ( $F_{\max} - F_{\min}$ )
Caratteristiche acciaio		
$\Delta \sigma_{Rsd}$ (dritte)	101,69 MPa	escursione massima nell'acciaio verifiche a fatica barre dritte
Forza di trazione corrispondente agente nei tiranti sotto la flangia superiore dell'anchor cage		
$\Delta T_{FS}$	82,60 KN	$T = F/4 \times (1 - 0,7x_a/h)$
$\Delta \sigma_S \max$	43,82 MPa	escursione di tensione massima nell'acciaio dei tiranti sotto la flangia
$\Delta \sigma_{Rsd}$ (dritte)	> $\Delta \sigma_S \max$	VERIFICA

Forza di trazione corrispondente agente nei tiranti sopra la flangia inferiore dell'anchor cage		
$\Delta T_{FI}$	10,06 KN	$T = F/4 \times (1 - 0,7x_a/h)$
$\Delta \sigma_S \max$	5,34 MPa	escursione di tensione massima nell'acciaio dei tiranti sopra la flangia
$\Delta \sigma_{Rsd}$ (dritte)	> $\Delta \sigma_S \max$	VERIFICA

L'escursione di tensione nell'acciaio è inferiore a quella massima consentita, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

### 12.3 VERIFICA DELLE ARMATURE DEL COLLETTO

Per assicurare il trasferimento degli sforzi di trazione provenienti dalla torre alla fondazione sono stati disposti n° 2 serie di coppie ferri piegati ad U, una interna ed una esterna alla gabbia di tirafondi, ognuna composta da n°100 ferri.

Per le verifiche consideriamo il colletto come una sezione in c.a.

Dati generali		
$f_{yd}$	391,30 MPa	resistenza dell'acciaio di progetto
$f_{yd \text{ SLE}}$	360 MPa	resistenza dell'acciaio di progetto agli SLE ( $0,8x f_{yk}$ )
Caratteristiche armatura presente		
$\phi$	26 mm	diametro barre armatura
A	531 mm <sup>2</sup>	Area barre armatura

Di seguito la verifica allo SLU.

**Titolo :** \_\_\_\_\_

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 300 [cm]  
 Raggio interno: 100 [cm]  
 N° barre uguali: 0  
 Diametro barre: 0 [cm]  
 Copriferro (baric.): 0 [cm]

N° barre: 400 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	5,31	-289	0
2	5,31	-237,4	0
3	5,31	-162,6	0
4	5,31	-111,1	0
5	5,31	-288,4	-18,1
6	5,31	-236,9	-14,9

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

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

N<sub>Ed</sub>: 8711 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 176571 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0

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

**Materiali**  
 B450C C45/55  
 E<sub>su</sub>: 67,5 ‰ E<sub>c2</sub>: 2 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 391,3 N/mm² E<sub>cu</sub>: 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub>: 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub>: 25,5 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0,8  
 E<sub>syd</sub>: 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 16  
 σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm² τ<sub>co</sub>: 0,9333  
 τ<sub>c1</sub>: 2,543

**M. xRd**: 220.076 kNm  
 σ<sub>c</sub>: -25,5 N/mm²  
 σ<sub>s</sub>: 391,3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub>: 3,5 ‰  
 ε<sub>s</sub>: 14,62 ‰  
 d: 589 cm  
 x: 113,7 x/d: 0,1931  
 δ: 0,7

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

Vertici: 50 N° rett.: 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>o</sub>: 0 cm Col. modello  
 M-curvatura  
 Precompresso

Il momento resistente della sezione (MRd) risulta maggiore del momento agente (MEd), pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Inoltre si procederà nel proseguo ad effettuare, per le armature in esame, le verifiche agli stati limite di esercizio e allo stato limite di fatica considerando l'azione di post tensione dei tirafondi

Di seguito la verifica allo SLE combinazione caratteristica.

**Titolo :** \_\_\_\_\_

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 300 [cm]  
 Raggio interno: 100 [cm]  
 N° barre uguali: 0  
 Diametro barre: 0 [cm]  
 Copriferro (baric.): 0 [cm]

N° barre: 400 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	5,31	-289	0
2	5,31	-237,4	0
3	5,31	-162,6	0
4	5,31	-111,1	0
5	5,31	-288,4	-18,1
6	5,31	-236,9	-14,9

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

**Armatura Precompressione**  
 N° cavi: 200 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ <sub>sp</sub> [MPa]
1	0	-210,4	0	545
2	13,85	-189,7	0	545
3	13,85	-209,9	-13,2	545
4	13,85	-189,3	-11,9	545
5	13,85	-208,7	-26,4	545
6	13,85	-188,2	-23,8	545

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

N<sub>Ed</sub>: 0 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 6622 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 117714 kNm

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

**Materiali**  
 B450C C45/55  
 E<sub>su</sub>: 67,5 ‰ E<sub>c2</sub>: 2 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 391,3 N/mm² E<sub>cu</sub>: 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub>: 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub>: 25,5 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0,8  
 E<sub>syd</sub>: 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 16  
 σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm² τ<sub>co</sub>: 0,9333  
 τ<sub>c1</sub>: 2,543

**M. xRd**: -9,642 N/mm²  
 σ<sub>s</sub>: -2,066 N/mm²  
 ε<sub>s</sub>: -0,01033 ‰  
 d: 589 cm  
 x: 597,5 x/d: 1,014  
 δ: 1

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

**Barra**  
 Barra  
 E<sub>su</sub>: 67,5 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 869,6 N/mm²  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 6  
 E<sub>syd</sub>: 4,348 ‰  
 σ<sub>s,adm</sub>: 800 N/mm²

σ<sub>sp</sub>: 536,6 N/mm²  
 ε<sub>sp</sub>: 2,683 ‰ compressa predef.

Vertici: 50  
 Verifica N° iterazioni: 1  
 Precompresso

La tensione massima nell'acciaio è inferiore a quella consentita per gli stati limite di esercizio, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Di seguito la verifica a fatica eseguita.

### Fatica minimi

**Titolo :** [ ]

**Sezione circolare cava**  
 Raggio esterno: 300 [cm]  
 Raggio interno: 100 [cm]  
 N° barre uguali: 0  
 Diametro barre: 0 [cm]  
 Copriferro (baric.): 0 [cm]

**N° barre** 400 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	5,31	-289	0
2	5,31	-237,4	0
3	5,31	-162,6	0
4	5,31	-111,1	0
5	5,31	-288,4	-18,1
6	5,31	-236,9	-14,9

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

**Armatura Precompressione**  
 N° cavi 200 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ <sub>sp</sub> [MPa]
1	0	-210,4	0	545
2	13,85	-189,7	0	545
3	13,85	-209,9	-13,2	545
4	13,85	-189,3	-11,9	545
5	13,85	-208,7	-26,4	545
6	13,85	-188,2	-23,8	545

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub>: 0 -6484 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 0 34076 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 0

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

**Materiali**  
 B450C C45/55  
 ε<sub>su</sub>: 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub>: 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub>: 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub>: 25,5 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0,8  
 ε<sub>syd</sub>: 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 16  
 σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm² τ<sub>co</sub>: 0,9333  
 τ<sub>c1</sub>: 2,543

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

σ<sub>c</sub>: -6,207 N/mm²  
 ε<sub>s</sub>: -0,2591 ‰

**Verifica**  
 Vertici: 50  
 N° iterazioni: 0  
 Precompresso

**Tipologia cavo** Barra  
 ε<sub>su</sub>: 67,5 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 869,6 N/mm²  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 6  
 ε<sub>syd</sub>: 4,348 ‰  
 σ<sub>s,adm</sub>: 800 N/mm²

σ<sub>sp</sub>: 522,1 N/mm²  
 ε<sub>sp</sub>: 2,61 ‰ compressa pref.

### Fatica massimi

**Titolo :** [ ]

**Sezione circolare cava**  
 Raggio esterno: 300 [cm]  
 Raggio interno: 100 [cm]  
 N° barre uguali: 0  
 Diametro barre: 0 [cm]  
 Copriferro (baric.): 0 [cm]

**N° barre** 400 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	5,31	-289	0
2	5,31	-237,4	0
3	5,31	-162,6	0
4	5,31	-111,1	0
5	5,31	-288,4	-18,1
6	5,31	-236,9	-14,9

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

**Armatura Precompressione**  
 N° cavi 200 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ <sub>sp</sub> [MPa]
1	0	-210,4	0	545
2	13,85	-189,7	0	545
3	13,85	-209,9	-13,2	545
4	13,85	-189,3	-11,9	545
5	13,85	-208,7	-26,4	545
6	13,85	-188,2	-23,8	545

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub>: 0 -6622 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 0 78192 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 0

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

**Materiali**  
 B450C C45/55  
 ε<sub>su</sub>: 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub>: 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub>: 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub>: 25,5 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0,8  
 ε<sub>syd</sub>: 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 16  
 σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm² τ<sub>co</sub>: 0,9333  
 τ<sub>c1</sub>: 2,543

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

σ<sub>c</sub>: -8,017 N/mm²  
 ε<sub>s</sub>: -0,1278 ‰

**Verifica**  
 Vertici: 50  
 N° iterazioni: 0  
 Precompresso

**Tipologia cavo** Barra  
 ε<sub>su</sub>: 67,5 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 869,6 N/mm²  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 6  
 ε<sub>syd</sub>: 4,348 ‰  
 σ<sub>s,adm</sub>: 800 N/mm²

σ<sub>sp</sub>: 529,7 N/mm²  
 ε<sub>sp</sub>: 2,649 ‰ compressa pref.

Tensioni agenti			
$F_{ed}$	-6.622,00 KN	Forza verticale massima agente	
$M_{ed}$	78.192,00 KN m	Momento massimo agente	
$F_{ed}$	-6.484,00 KN	Forza verticale minima agente	
$M_{ed}$	34.076,00 KN m	Momento minimo agente	
$\sigma_s \text{ fat max}$	118,50 MPa	tensione massima nella barra dell'anchor cage maggiormente sollecitata	
$\sigma_s \text{ fat min}$	92,40 MPa	tensione minima nella barra dell'anchor cage maggiormente sollecitata	
$\Delta\sigma_{Rsd} \text{ (dritte)}$	101,69 MPa	escursione ammissibile nell'acciaio - verifiche a fatica barre dritte	
$\Delta\sigma_{Rsd} \text{ (piegate)}$	54,10 MPa	barre piegate	$\phi = 26$ $D = 182$
VERIFICA			
$\Delta\sigma_{S \text{ max}}$	26,10 MPa	escursione di tensione massima nelle armature di collegamento	
$\Delta\sigma_{Rsk} \text{ (piegate)}$	> $\Delta\sigma_{S \text{ max}}$	VERIFICA	

L'escursione di tensione nell'acciaio è inferiore a quella massima consentita, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

### 13. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA'

Le verifiche strutturali sul plinto di fondazione sono state eseguite introducendo nel modello FEM la geometria e le condizioni al contorno del modello, le azioni sollecitanti e le loro combinazioni ed estrapolando in output le sollecitazioni che agiscono al fine di procedere alle verifiche manuali.

Pertanto, non sarebbe necessario sottoporre i risultati ad elaborazioni e controlli che ne comprovino l'attendibilità. In ogni caso si procederà ad incrociare alcuni dati dall'analisi con metodi di calcolo paralleli e speditivi al fine effettuare un controllo di massima sul lavoro effettuato.

#### 13.1 DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI RESISTENTI

Al fine di validare le modalità di calcolo del momento resistente ultimo della fondazione si confronteranno i valori calcolati con il foglio elettronico e i valori calcolati con l'ausilio del software VCASLU rilasciata dal Prof. Piero Gelfi in distribuzione gratuita.

Estrapoliamo da quanto riportato nelle precedenti tabelle di calcolo relativamente alla sezione in cui la suola di fondazione si innesta nel colletto: posta a una ordinata di 3,00m, altezza pari a 2,55m, area di ferro superiore pari a 128,00 cm<sup>2</sup>/m ed inferiore pari a 170,67 cm<sup>2</sup>/m. Ciò porta a calcolare un momento ultimo resistente pari a 16.027 KN m. Mentre calcolando il momento ultimo resistente della sezione con l'ausilio del software otteniamo i seguenti risultati:

The screenshot displays the VCASLU software interface for structural verification. The main window is titled 'Verifica C.A. S.L.U. - File:'. The interface includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2018 ?), a toolbar, and a central workspace with several data tables and control panels.

**Table 1: Section Properties**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	255

**Table 2: Reinforcement Properties**

N°	As [cm <sup>2</sup> ]	d [cm]
1	128	8
2	170,67	247

**Table 3: Material Properties**

Material	Property	Value	
B450C	$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	
	$f_{yd}$	391,3 N/mm <sup>2</sup>	
	$E_s$	200.000 N/mm <sup>2</sup>	
	$\epsilon_s / E_c$	15 ‰	
	$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	
	$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm <sup>2</sup>	
	C45/55	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
		$\epsilon_{cu}$	3,5 ‰
		$f_{cd}$	25,5 N/mm <sup>2</sup>
		$f_{cc} / f_{cd}$	0,8

**Table 4: Design Results**

Parameter	Value	Unit
$M_{xRd}$	16.025	kN m
$\sigma_c$	-25,5	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_s$	391,3	N/mm <sup>2</sup>
$\epsilon_c$	3,5	‰
$\epsilon_s$	58,65	‰
d	247	cm
x	13,91	cm
x/d	0,05631	
$\delta$	0,7	

The interface also includes a 'Sollecitazioni' section with input fields for  $N_{Ed}$ ,  $M_{xEd}$ , and  $M_{yEd}$  in kN and kNm. A 'Materiali' section lists B450C and C45/55 with their respective properties. A 'Tipo Sezione' section allows selection of section types (Rettan.re, Trapezi, a T, Circolare, Rettangoli, Coord., DXF). A 'Metodo di calcolo' section is set to 'S.L.U.' and 'Metodo n'. A 'Tipo flessione' section is set to 'Retta'. A 'Tipo rottura' section is set to 'Lato calcestruzzo - Acciaio snervato'. A 'Calcola MRd' section includes 'Dominio M-N' and 'Col. modello' options. A 'Precompresso' checkbox is present at the bottom.

Il momento calcolato pari a 16.025 KN m conferma il calcolo del momento eseguito manualmente con l'ausilio del foglio di calcolo riportato nella relazione. Pertanto, risultano confermate le modalità di determinazione del momento ultimo utilizzate nei fogli di calcolo.

### 13.2 ANALISI TRASMISSIONE DEGLI SFORZI NEL MODELLO FEM

Al fine di validare la corretta distribuzione delle azioni applicate in prossimità dei 24 punti del modello FEM della fondazione e che effettivamente queste sollecitazioni percorrano il modello inputato fino a distribuirsi esclusivamente sui pali, si procede con la valutazione speditiva delle sollecitazioni sui pali mediante un modello elastico in cui i pali sono collegati rigidamente al centro di sollecitazione della fondazione ove sono applicate le risultanti provenienti dalla torre. Si confronteranno quindi i valori ottenuti con quelli di output del modello FEM.

Calcolo pesi fondazione:

Dati geometrici			
R	10,00	m	Raggio della base del plinto
r	3,00	m	Raggio del colletto del plinto
H	1,85	m	Altezza della parte esterna del plinto
H <sub>p</sub>	2,55	m	Altezza del plinto in corrispondenza del colletto dalla parte esterna
H <sub>c</sub>	3,15	m	Altezza del plinto in corrispondenza del colletto dalla parte interna
H <sub>cft</sub>	0,35	m	Altezza del colletto fuori terra
Dati dei pesi propri dei materiali			
$\gamma_{ca}$	25	kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico c.a.
$\gamma_t$	19	kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico terreno
Dati caratteristici fondazione			
V <sub>p</sub>	700,05	m <sup>3</sup>	Volume del plinto
W <sub>p</sub>	17.501,29	KN	Peso del plinto
V <sub>r</sub>	189,49	m <sup>3</sup>	Volume del ricoprimento plinto
W <sub>r</sub>	3.600,32	KN	Peso del ricoprimento del plinto

Azioni per la combinazione considerata (amplificate):

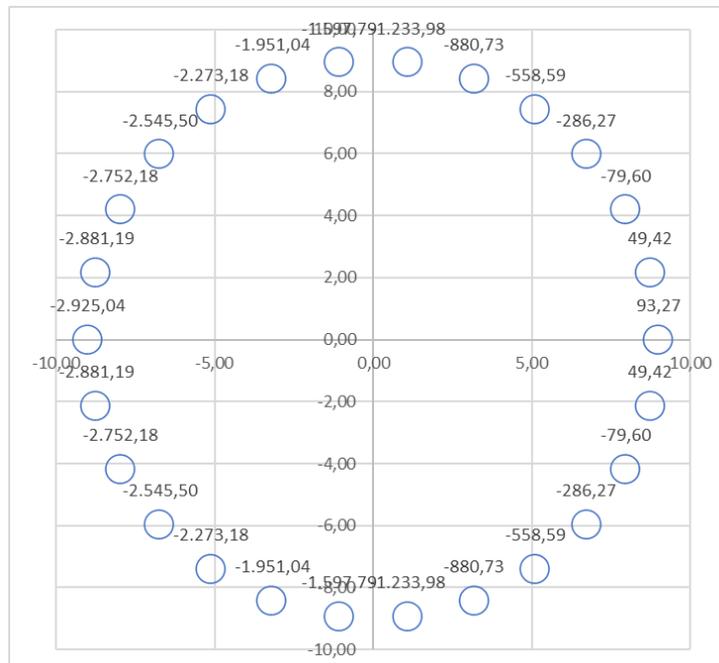
	Azione massima trasmessa dalla torre (SLU + PP WTG)	Peso proprio fondazione	Peso ricoprimento
Fris (KN m)	1.548,89	0,00	0,00
Mr t (KN m)	176.571,11	0,00	0,00
Fz (KN)	-8.660,89	22.751,68	5.400,48

Tali azioni verranno distribuite sui pali utilizzando i seguenti parametri caratteristici:

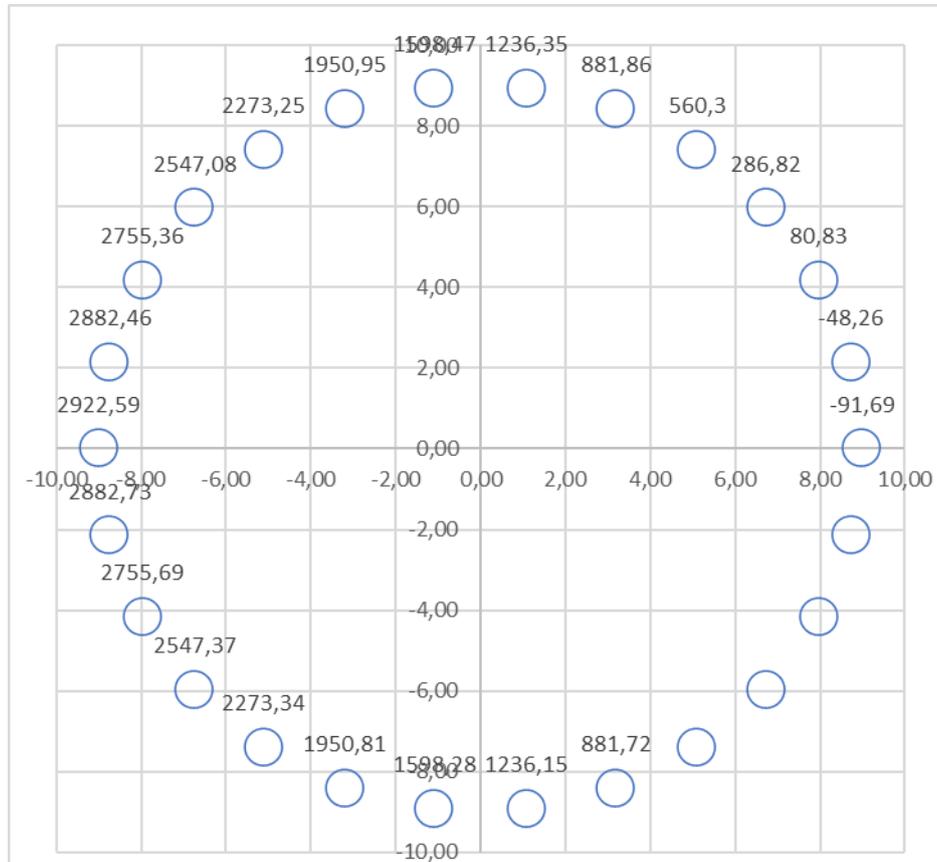
n	26	n° parti
R	9	m
$\Delta\alpha$	13,85	°
C	56,55	m
$\Delta C$	2,17	m

Combinazione SLU NTC Vento							
i	$\alpha$	$x_i$	$y_i$	$P_{Mris,i}$	$P_{Fz}$	$P_{Wt}$	$P_{Ris}$
1	0,00	9,00	0,00	1.509,15	-333,11	-1.082,78	93,27
2	13,85	8,74	2,15	1.465,30	-333,11	-1.082,78	49,42
3	27,69	7,97	4,18	1.336,29	-333,11	-1.082,78	-79,60
4	41,54	6,74	5,97	1.129,62	-333,11	-1.082,78	-286,27
5	55,38	5,11	7,41	857,30	-333,11	-1.082,78	-558,59
6	69,23	3,19	8,42	535,15	-333,11	-1.082,78	-880,73
7	83,08	1,08	8,93	181,91	-333,11	-1.082,78	-1.233,98
8	96,92	-1,08	8,93	-181,91	-333,11	-1.082,78	-1.597,79
9	110,77	-3,19	8,42	-535,15	-333,11	-1.082,78	-1.951,04
10	124,62	-5,11	7,41	-857,30	-333,11	-1.082,78	-2.273,18
11	138,46	-6,74	5,97	-1.129,62	-333,11	-1.082,78	-2.545,50
12	152,31	-7,97	4,18	-1.336,29	-333,11	-1.082,78	-2.752,18
13	166,15	-8,74	2,15	-1.465,30	-333,11	-1.082,78	-2.881,19
14	180,00	-9,00	0,00	-1.509,15	-333,11	-1.082,78	-2.925,04
15	193,85	-8,74	-2,15	-1.465,30	-333,11	-1.082,78	-2.881,19
16	207,69	-7,97	-4,18	-1.336,29	-333,11	-1.082,78	-2.752,18
17	221,54	-6,74	-5,97	-1.129,62	-333,11	-1.082,78	-2.545,50
18	235,38	-5,11	-7,41	-857,30	-333,11	-1.082,78	-2.273,18
19	249,23	-3,19	-8,42	-535,15	-333,11	-1.082,78	-1.951,04
20	263,08	-1,08	-8,93	-181,91	-333,11	-1.082,78	-1.597,79
21	276,92	1,08	-8,93	181,91	-333,11	-1.082,78	-1.233,98
22	290,77	3,19	-8,42	535,15	-333,11	-1.082,78	-880,73
23	304,62	5,11	-7,41	857,30	-333,11	-1.082,78	-558,59
24	318,46	6,74	-5,97	1.129,62	-333,11	-1.082,78	-286,27
25	332,31	7,97	-4,18	1.336,29	-333,11	-1.082,78	-79,60
26	346,15	8,74	-2,15	1.465,30	-333,11	-1.082,78	49,42

Tale distribuzione di forze può essere rappresentata nel seguente grafico:



Possiamo a questo punto estrapolare dai tabulati di calcolo le azioni che agiscono in testa ai pali nella combinazione 12 del modello T06nd, al fine di effettuare il confronto. Le azioni possono essere riassunte nel seguente grafico.



I risultati ottenuti sono perfettamente confrontabili, pertanto risultano confermate le modellazioni effettuate e la trasmissione degli sforzi nel modello FEM.