

0	Marzo 2022	PRIMA EMISSIONE	MG	VF	MG
REV.	DATA	DESCRIZIONE REVISIONE	REDATTO	VERIFICATO	APROVATO

Volta Gestione Energie

REGIONE SARDEGNA
Provincia di Oristano
 COMUNI DI MOGORELLA E VILLA SANT'ANTONIO



PROGETTO:

PARCO EOLICO MOGORELLA - SANT'ANTONIO PROGETTO DEFINITIVO

COMMITTENTE:

VGest

Volta Gestione Energie S.r.l.

Piazza Manifattura, 1 - 38068 Rovereto (TN)
 Codice Fiscale e Partita IVA 02650940220
 Tel. +39 0464 625100 - Fax +39 0464 625101
 PEC volta-gestioneenergie@legalmail.it

PROGETTISTA:



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




OGGETTO DELL'ELABORATO:

Relazione sul predimensionamento delle fondazioni

N° ELABORATO	SCALA	FOGLIO	FORMATO	CODIFICA COMMITTENTE
MOG-CE-R04	---	1 di 38	A4	

ID ELABORATO: MOG-CE-R04-RELAZIONE SUL DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE E DEGLI IMPIANTI_REV00

Questo elaborato è di proprietà di VGest ed è protetto a termini di legge

VGest

Storia delle revisioni del documento

REV.	DATA	DESCRIZIONE REVISIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
00	Marzo 2022	PRIMA EMISSIONE	MG	VF	MG

INDICE

1. PREMESSA.....	4
2. MODELLO GEOTECNICO	6
3. DESCRIZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE	8
3.1. CASO A - FONDAZIONE DIRETTA	8
3.2. CASO B - FONDAZIONE INDIRETTA	9
4. AZIONI AGENTI	11
4.1. AZIONE DEL VENTO.....	11
4.2. COMBINAZIONI DI CALCOLO	12
5. PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONE DIRETTA	15
6. VERIFICHE STRUTTURALI PLINTO FONDAZIONE INDIRETTA	17
6.1. CRITERI GENERALI DI CALCOLO	17
6.1.1. Tipo di analisi e motivazione	17
6.1.2. Metodo di verifica sezionale.....	17
6.1.3. Criteri usati per la modellazione della struttura	18
6.1.4. Verifiche strutturali agli SLU e SLE secondo il D.M. 17/01/2018	20
6.1.5. Modello di calcolo	21
6.2. CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE AGENTI	22
6.3. DIAGRAMMI SOLLECITAZIONI AGENTI.....	25
6.4. VERIFICA PRESSO-FLESSIONE AGLI SLU.....	29
6.5. VERIFICA TAGLIO AGLI SLU.....	33
6.6. VERIFICA PRESSO-FLESSIONE AGLI SLE.....	36

1. PREMESSA

Volta Gestione Energie, con sede in 38068 Rovereto (TN), Piazza Manifattura n. 1, operante nel settore dello sviluppo di nuovi progetti per la produzione di energia elettrica da fonti rinnovabili, nasce da un’operazione di scissione di Volta Green Energy e si avvale dell’esperienza più che decennale di professionisti, con oltre 500 MW di parchi eolici e 100 MW di impianti fotovoltaici sviluppati, costruiti e gestiti.

Volta Green Energy ha recentemente completato i lavori di una delle prime installazioni eoliche in Italia che, da aprile 2020 con successo, è operativa su base merchant, e cioè si sostiene economicamente senza il ricorso a produzione incentivata.

Si tratta di due ampliamenti di un parco eolico già in esercizio da 48 MW con una potenza aggiuntiva di 18 MW. Tutte le altre attività di realizzazione dei due impianti (ingegneria, permitting, lavori civili ed elettrici, acquisti, consulenze, ecc), le attività di collaudo, nonché gestione, coordinamento e armonizzazione tra tutti i diversi soggetti coinvolti e le rispettive attività, sono state svolte da Volta Green Energy, le cui professionalità avevano portato avanti anche lo sviluppo delle iniziative.

Oggi, Volta Gestione Energie, insieme ad un partner di primaria importanza nel settore delle energie rinnovabili, sta realizzando un impianto eolico della potenza di circa 44 MW, costituito da 9 aerogeneratori e sta per iniziare i lavori di un altro impianto eolico da 30 MW, entrambi in Sicilia. Lo sviluppo delle iniziative è stato portato avanti dal team di Volta Green Energy.

Volta Gestione Energie (di seguito anche la “Società”), ha in progetto la realizzazione di un impianto di produzione di energia elettrica da fonte eolica, mediante l’installazione di 6 aerogeneratori di potenza unitaria pari a 6,3 MW, per una potenza complessiva di 37,8 MW, nei territori Comunali di Mogorella e di Villa Sant’Antonio, in provincia di Oristano (di seguito anche “Parco Eolico Mogorella - Sant’Antonio” o solamente “Parco Eolico”).

Secondo quanto previsto dal preventivo di connessione prot. n. 51717, Codice Pratica 202001093, rilasciato da Terna S.p.A. in data 18/08/2020, e trasmesso da Terna S.p.A. in data 18/08/2020, poi accettato dalla Società in data 15/12/2020, l’impianto si collegherà alla RTN per la consegna della energia elettrica prodotta attraverso una stazione utente di trasformazione e consegna (“SSEU”) da collegare in antenna a 220 kV su un nuovo stallo a 220 kV dell’esistente Stazione Elettrica (“SE”) di smistamento della RTN a 220 kV di “Mogorella”.

Il modello di aerogeneratore (“WTG”) scelto, dopo opportune considerazioni tecniche ed economico finanziarie, è Siemens Gamesa SG170 da 6,3 MW con altezza mozzo pari a 115 m, diametro rotore pari a 170 m e altezza massima al top della pala pari a 200 m. Questo modello di aerogeneratore è allo stato attuale quello ritenuto più idoneo per il sito di progetto dell’impianto.

L’area interessata dal Parco Eolico ricade su una superficie prevalentemente agricola. I terreni sui quali si intende realizzare l’impianto sono tutti di proprietà privata. Il territorio è caratterizzato da un’orografia prevalentemente collinare, le posizioni delle macchine hanno all’incirca un’altitudine media s.l.m. di 300 m.

L’energia prodotta dagli aerogeneratori sarà convogliata alla SSEU prevista nel Comune di Mogorella (OR), nella particella 5 del foglio 2, per la trasformazione e la consegna dell’energia elettrica alla Rete di Trasmissione Nazionale.

La sottostazione AT/MT del Parco Eolico Mogorella - Sant’Antonio prevede la condivisione di alcune opere utente con la sottostazione elettrica di un altro impianto eolico in progetto proposto da un altro operatore; entrambe le sottostazioni, nell’ottica di razionalizzazione delle opere di rete, saranno quindi collegate al medesimo stallo a 220 kV della esistente SE RTN “Mogorella”.

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

Lo studio geologico è stato condotto dal dott. Alessandro Mascitti.

Nello studio geologico, la caratterizzazione dei terreni è stata desunta da analisi esistenti e ricognizioni in sito oltre che da indagini relative ad interventi operati in aree limitrofe su substrati aventi caratteristiche similari.

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

2. MODELLO GEOTECNICO

Tratto dalla relazione geologica del dott. Alessandro Mascitti

I terreni affioranti nelle zone interessate dagli aerogeneratori, in relazione ai dati rivenienti dal presente studio e dalle indagini reperite nonché dalla caratterizzazione litotecnica, possono essere classificati come terreni granulari di natura conglomeratica ghiaiosa e sabbiosa sovrastanti i terreni arenacei-sabbioso-siltosi a luoghi marnosi afferenti alla Formazione di Nurallao (NLL1 ed NLL2).

Tutte le macchine eoliche saranno ubicate sui terreni appartenenti alla Formazione di Nurallao le cui caratteristiche tecniche per il livello della progettazione attuale possono essere indicativamente definiti dai parametri che seguono.

Per l’area destinata alla SET che presenta al di sotto della copertura superficiale di suolo l’[Unità di Tramatzza delle Andesiti basaltiche ipocristalline, porfiriche per fenocristalli si riporta di seguito la caratterizzazione litotecnica basata sul metodo Hoek-Brown.](#)

Ovviamente la definizione precisa dei parametri geotecnici, potrà essere definita solamente in fase di progettazione esecutiva, allorquando le terebrazioni saranno eseguite su ogni singola area di ubicazione degli aerogeneratori e della stazione elettrica con indagini puntuali e caratterizzazioni geotecniche specifiche.

Di seguito vengono indicati i parametri geotecnici dei terreni affioranti distinti in base alla natura stratigrafica e formazionale (depositi conglomerati-ghiaioso sabbiosi, depositi arenacei prevalenti, depositi arenaceo-siltosi-marnosi) per le aree destinate ad accogliere gli aerogeneratori.

- Valori medi (Vm) dei terreni conglomeratici ghiaiosi – sabbiosi superficiali appartenenti ai Conglomerati di Duidduru NLL1

Peso di volume naturale $\gamma = 2.00 \text{ g/cm}^3$

Peso di volume saturo $\gamma' = 2.05 \text{ g/cm}^3$

Angolo di attrito interno $\phi = 33-38^\circ$

Coesione $C_u = 2.50-3.00 \text{ kg/cm}^2$

Modulo Edometrico $E_d = 250 \text{ Kg/cm}^2$

- Valori medi (Vm) dei terreni arenacei prevalenti appartenenti alle Arenarie di Serra Longa NLL2a

Peso di volume naturale $\gamma = 2.05 \text{ g/cm}^3$

Peso di volume saturo $\gamma' = 2.10 \text{ g/cm}^3$

Angolo di attrito interno $f = 26-28^\circ$

Coesione $C_u = 2.00-2.20 \text{ kg/cm}^2$

Modulo Edometrico $E_d = 150 \text{ Kg/cm}^2$

- Valori medi (V_m) dei terreni arenaceo-siltosi prevalenti appartenenti alle Arenarie di Serra Longa NLL2b

Peso di volume naturale $\gamma = 2.15 \text{ g/cm}^3$

Peso di volume saturo $\gamma' = 2.20 \text{ g/cm}^3$

Angolo di attrito interno $\phi = 22-24^\circ$

Coesione $C_u = 1.80-2.20 \text{ kg/cm}^2$

Modulo Edometrico $E_d = 100 \text{ Kg/cm}^2$

Di seguito si riporta la tabella di sintesi dei parametri rappresentativi per le unità caratterizzate.

Parametro		Unità	Conglomerati NLL1	Arenarie NLL2a	Arenarie NLL2b	Depositi di copertura
Pressione ammissibile	σ	Kg/cm ²	>4,20	2,60-4,20	2,00-2,40	1,40-1,80
Coesione non drenata	C_u	Kg/cm ²	2,50-3,00	2,00-2,20	1,80-2,20	1,60
Modulo edometrico	E_d	Kg/cm ²	250	150	100	70
Modulo di Young	E_k	Kg/cm ²	300-350	250	180	120
Angolo d'attrito	ϕ	Gradi	33-38	26-28	22-24	24-27
Peso di volume nat.	γ	g/cm ³	2,00	2,05	2,20	2,02

3. DESCRIZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE

La scelta della tipologia delle fondazioni sarà effettuato 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.

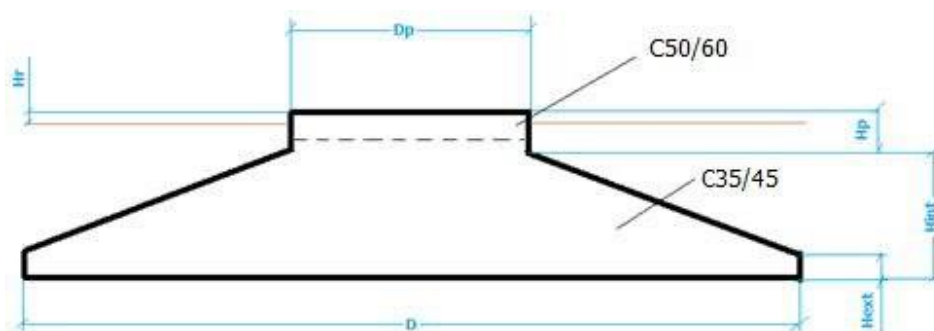
Nel presente paragrafo sarà descritta la fondazione tipo degli aerogeneratori tipo SG170 con altezza al mozzo pari a circa 115,00 m, e rotore di diametro 170,0 m. per un’altezza complessiva di 200,00 m.

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.

3.1. CASO A - FONDAZIONE DIRETTA

I plinti presenteranno forma circolare, con **diametro pari a 23,70 m**, a sezione trapezia con altezza al bordo pari a 0,50 m e 3,00 m in corrispondenza della parte centrale ad un raggio di 2,95 m. Inoltre, nella parte centrale del plinto è presente un colletto circolare di raggio pari a 2,95 m, che si eleva sulla suola di fondazione altri 50 cm, per uno spessore totale di 3,50 m. A tergo dei lati del manufatto sarà collocata una geostuoia drenante tipo Enkadrain, munita di tubazione di drenaggio forata per l’allontanamento delle acque dalla fondazione.



D [m]	23.7
Hext [m]	0.5
Hint [m]	3.0
Dp [m]	5.9
Hp [m]	0.5
Hr [m]	0.1

3.2. CASO B - FONDAZIONE INDIRETTA

I plinti presenteranno forma circolare, con **diametro pari a 21,00 m**, a sezione trapezia con altezza al bordo pari a 1,80 m e 3,00 m in corrispondenza della parte centrale ad un raggio di 2,95 m. Inoltre, nella parte centrale del plinto è presente un colletto circolare di raggio pari a 2,95 m, che si eleva sulla suola di fondazione altri 50 cm, per uno spessore totale di 3,50 m.

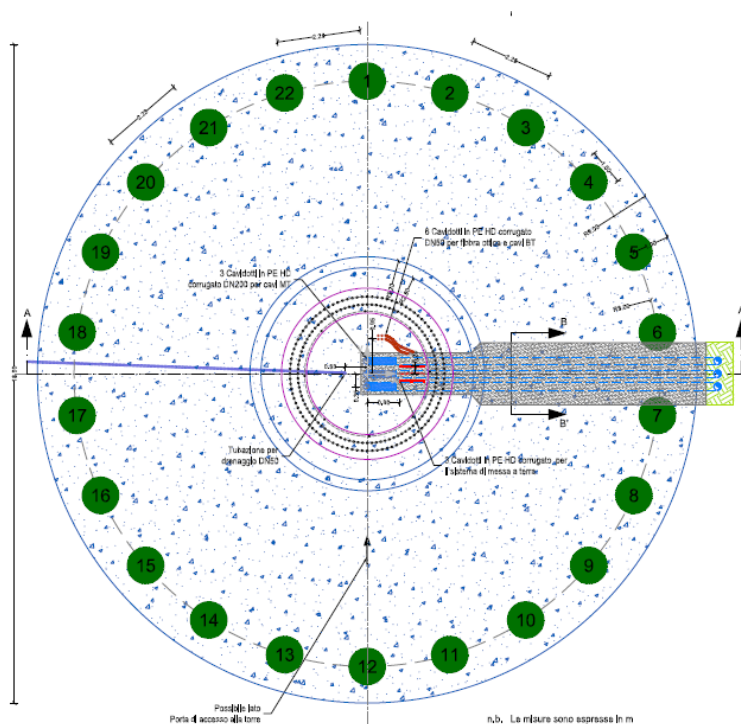


Fig.2 Pianta del plinto con indicazione dei pali di fondazione (n.22 del diametro 100 cm)

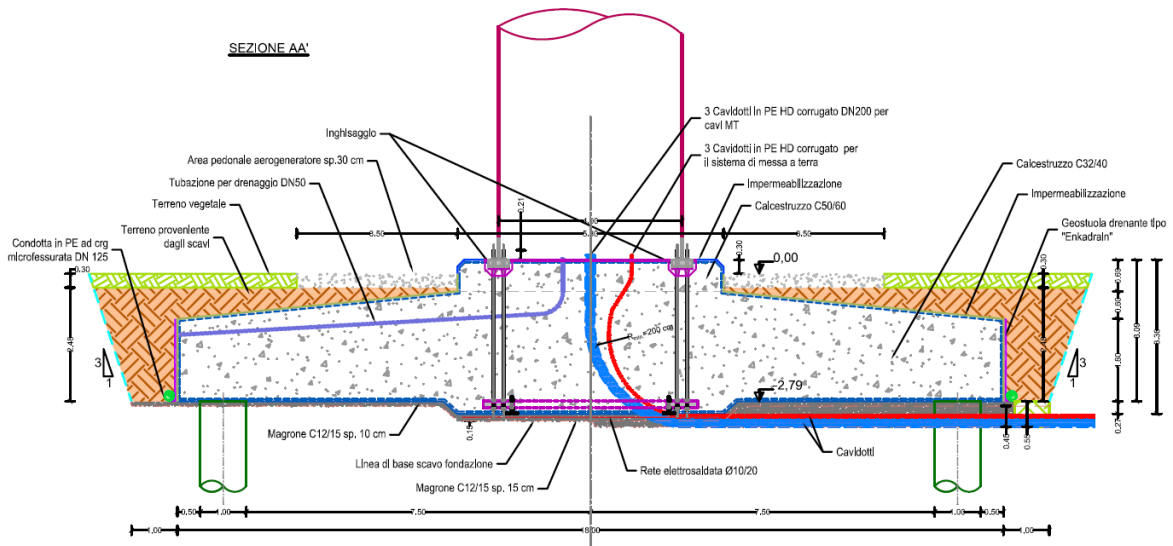
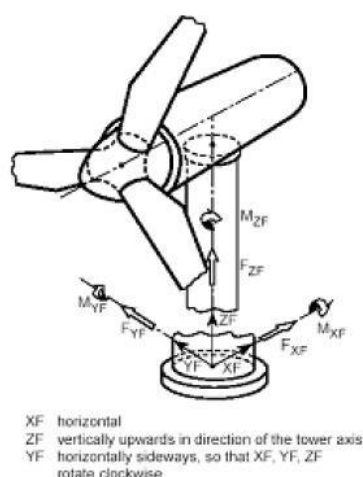


Fig.3 Sezione del plinto

4. AZIONI AGENTI

I carichi agenti sulle opere di fondazione sono essenzialmente quelli scaricati dalle torri dedotti secondo quanto disposto dalla norma IEC 61400.

Tali carichi sono dati con riferimento all’intersezione dell’asse all’estradosso dell’opera di fondazione secondo quanto riportato nella seguente figura.



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.

4.1. AZIONE DEL VENTO

L’azione del vento che agisce è stata calcolata dal produttore delle torri ed è riassunta nelle seguenti tabelle in cui è anche riportato il codice di riferimento della combinazione considerata ed il coefficiente di sicurezza relativo alla tipologia di combinazione (normale o anormale).

Extreme load

Load case	Load factor	F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	F _{xy} (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	M _z (kNm)	M _{xv} (kNm)
dlc23_V10.2_t1_o_030	1.1	-1673.91	153.71	-7177.41	1680.95	-9830.73	-198323.4	-2900.15	198566.83

Characteristic load

Load case	F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	F _{xy} (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	M _z (kNm)	M_{xy} (kNm)
dlc14_V10.2_p_030	1193.72	2.49	-6709.62	1193.72	9615.38	142956.5	1763.36	143279.5

Quasi-permanent load

pf=0.01000	Tower loads at section							
Section Height from bottom (m)	F _x (kN)	F _y (kN)	F _{xy} (kN)	F _z (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	M _{xy} (kNm)	M _z (kNm)
0	941.38	96.75	941.83	-6563.32	16749.09	108872.98	109220.78	5170.8

Fatigue load

	Load factor	m	F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kNm)	M_y (kNm)	M _z (kNm)
Tower Bottom	1	4	621.55	268.97	193.72	18594.88	43126.22	11577.52
Tower Bottom	1	7	583.13	251.94	171.76	20186.26	50695.51	11117.96

con carichi medi paria

Load factor	F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kNm)	M_y (kNm)	M _z (kNm)
1	561.62	-8.08	-6634.44	6130.6	66567.34	235

4.2. 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.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

- Combinazione a fatica che definisce le azioni massime:

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

- Combinazione a fatica che definisce le azioni minime:

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

Nelle espressioni precedenti i simboli utilizzati hanno il seguente significato:

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

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

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

5. PREDIMENSIONAMENTO 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 ³]	1800
Capacità portante [kg/cm ²]	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 ³]	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 ³]	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

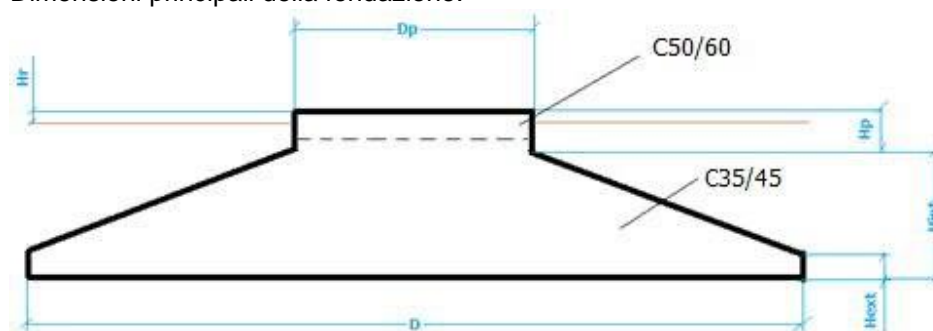
Pre-dimensionamento della fondazione:

Le verifiche eseguite per stabilire i valori di pre-dimensionamento 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]	23.7
H _{ext} [m]	0.5
H _{int} [m]	3.0
D _p [m]	5.9
H _p [m]	0.5
H _r [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 [m ³]	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 [m ³]	2468.61
Compattazione del riempimento [m ³]	1711.06
Casseformi [m ²]	46.50
Magrone [m ³]	44.12

6. VERIFICHE STRUTTURALI PLINTO FONDAZIONE INDIRETTA

6.1. CRITERI GENERALI DI CALCOLO

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

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

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

6.1.1. 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.

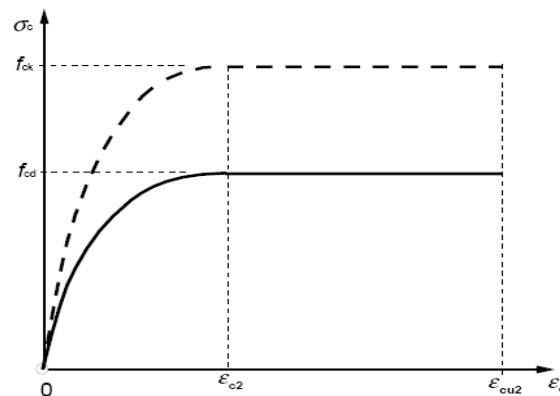
6.1.2. METODO DI VERIFICA SEZIONALE

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

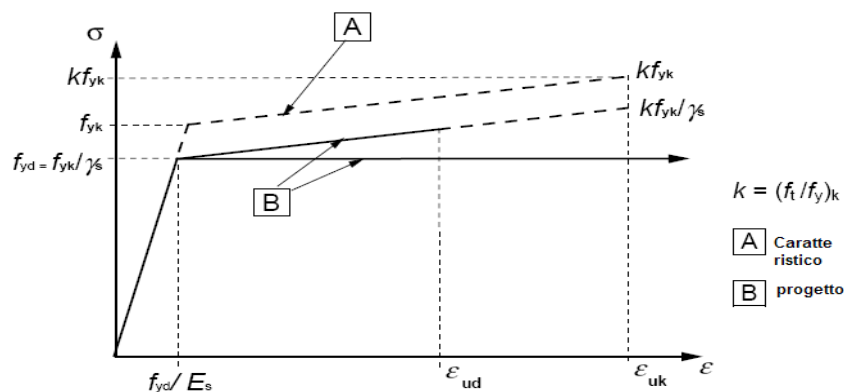
Le verifiche degli elementi bidimensionali sono state effettuate direttamente sullo stato tensionale ottenuto, per le azioni di tipo statico e di esercizio. Per le azioni dovute al sisma (ed in genere per le azioni che provocano elevata domanda di deformazione anelastica), le verifiche sono state effettuate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

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

Legame parabola rettangolo per il cls



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



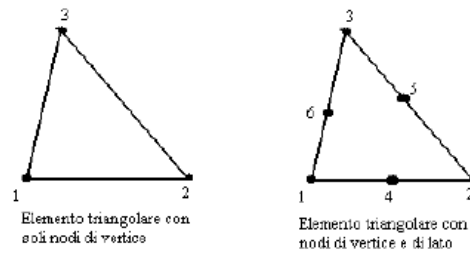
6.1.3. CRITERI USATI PER LA MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

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

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

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

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



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

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

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

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

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

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

$$K u = p$$

consente di ricavare il vettore degli spostamenti nodali u .

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

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

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

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

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

– Stati limite ultimi (SLU)

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

– Stati limite di esercizio (SLE)

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

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

SLU di tipo geotecnico (GEO)

collasso per carico limite dell’insieme fondazione-terreno

collasso per scorrimento sul piano di posa

SLU di tipo strutturale (STR)

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

Si dovranno adottare due diversi approcci progettuali:

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

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

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

6.1.5. MODELLO DI CALCOLO

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

$$f_x = -dw/dy$$

$$f_y = dw/dx$$

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

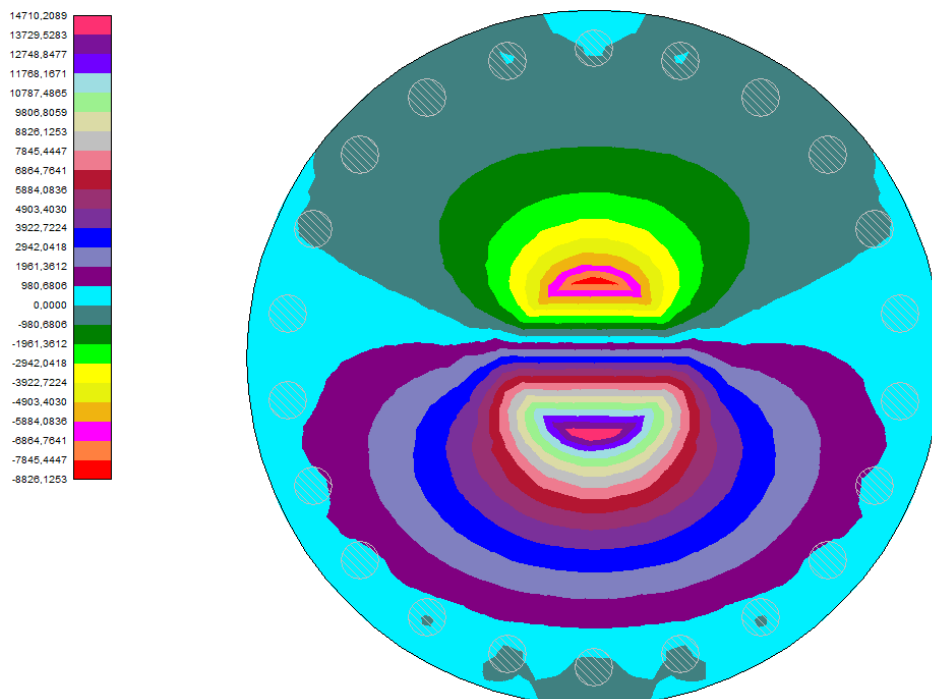
In particolare, dall’analisi FEM, eseguita tramite l’ausilio del Software dell’Aztec Informatica, API++14, si sono ricavate le sollecitazioni agenti sull’opera di fondazione. A sua volta, conoscendo le sollecitazioni (si rimanda al fascicolo dei calcoli) si sono eseguite le opportune verifiche agli SLU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

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

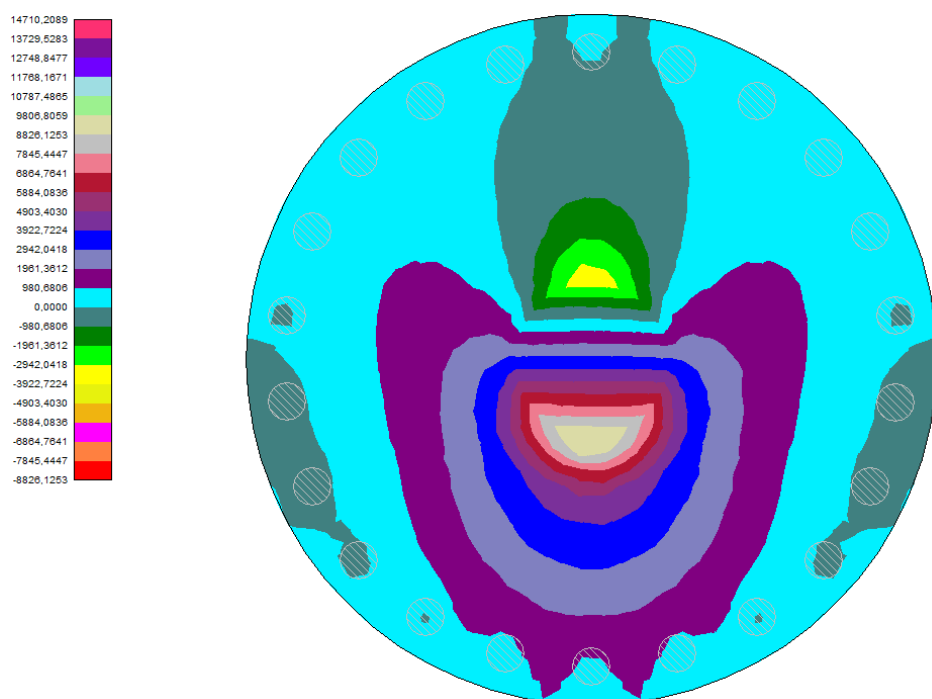
6.2. CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE AGENTI

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

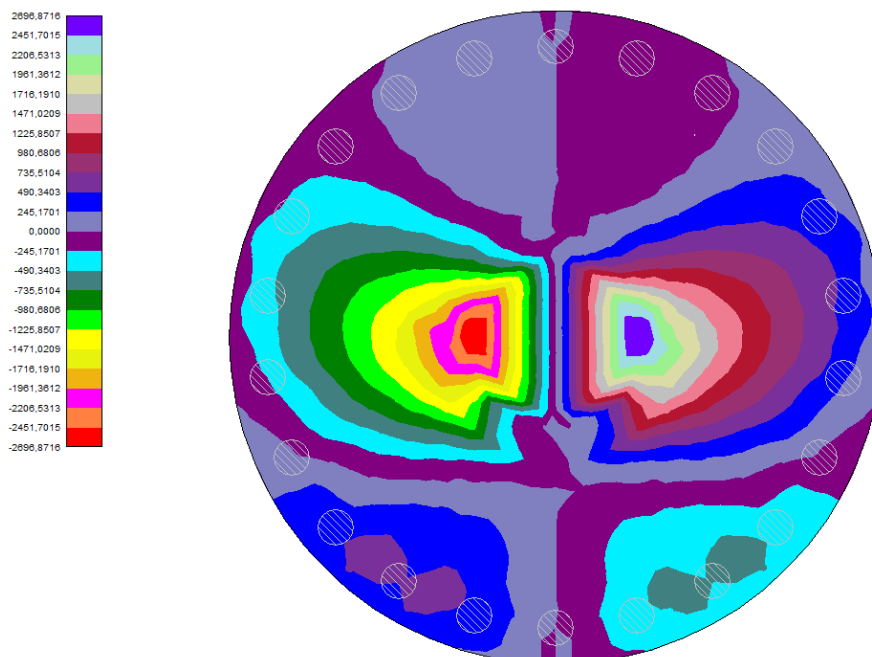
- Distribuzione del momento M_y (KN m) nella piastra di fondazione – COMB 3



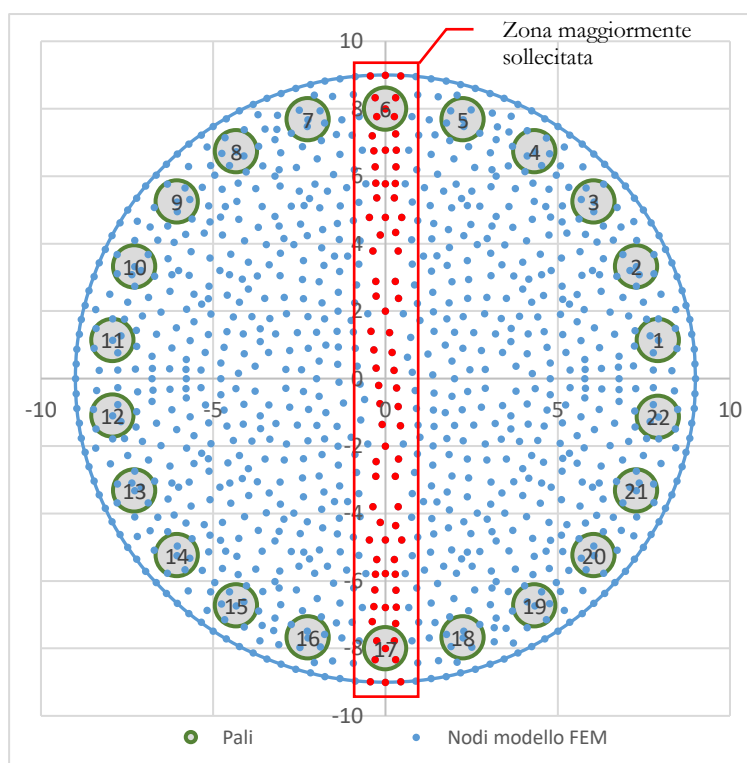
- Distribuzione del momento M_x (KN m) nella piastra di fondazione



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



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



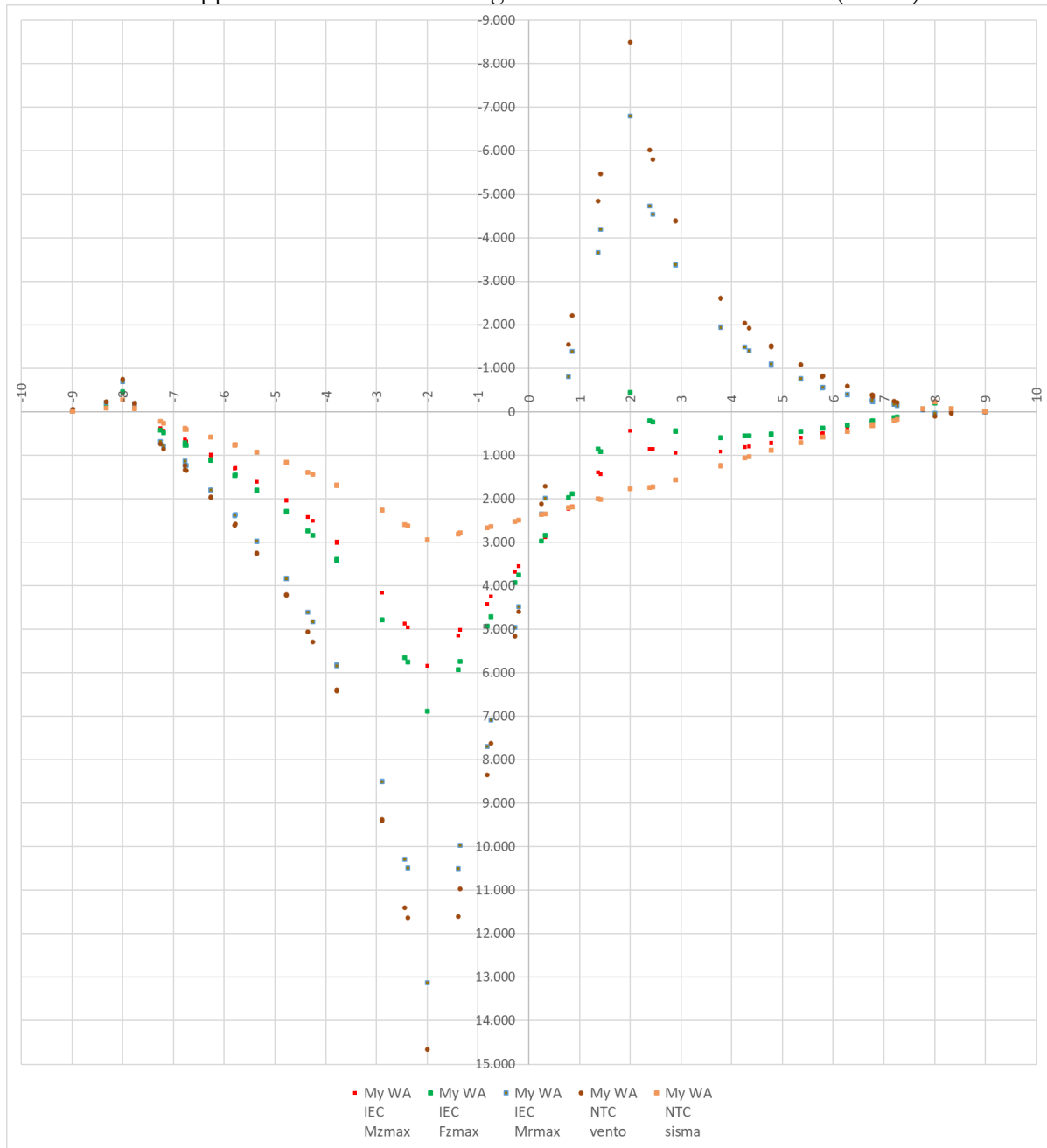
Per la definizione delle azioni massime agenti è stato effettuato l’involuppo delle sollecitazioni nodali agenti nei punti individuati in figura come nodi analizzati, appartenenti ad una fascia di fondazione di larghezza pari ad 1m a cavallo dell’asse Y.

6.3. DIAGRAMMI SOLLECITAZIONI AGENTI

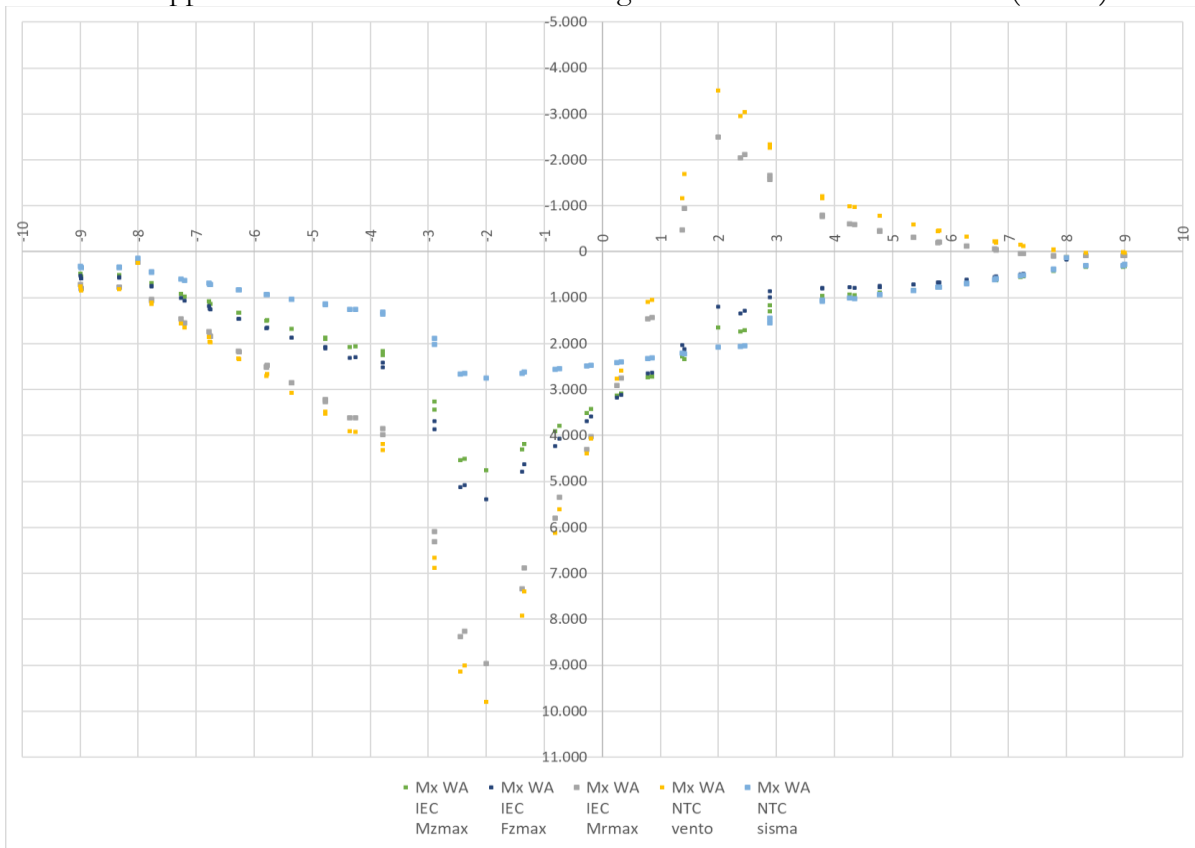
Dall’analisi effettuata sono state dedotte le seguenti sollecitazioni massime agenti sulla fondazione:

SLU – A1

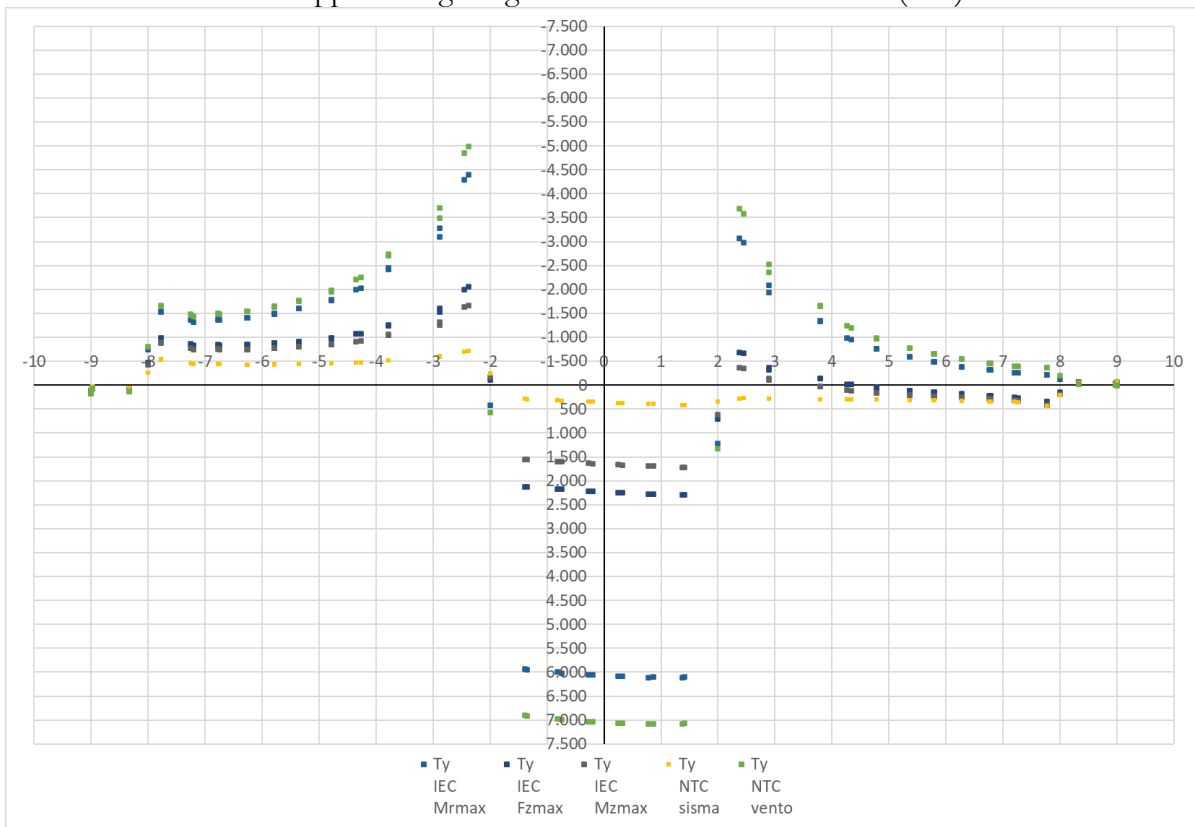
Involuppo del momento radiale agente sulla fascia di fondazione (KN m)



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

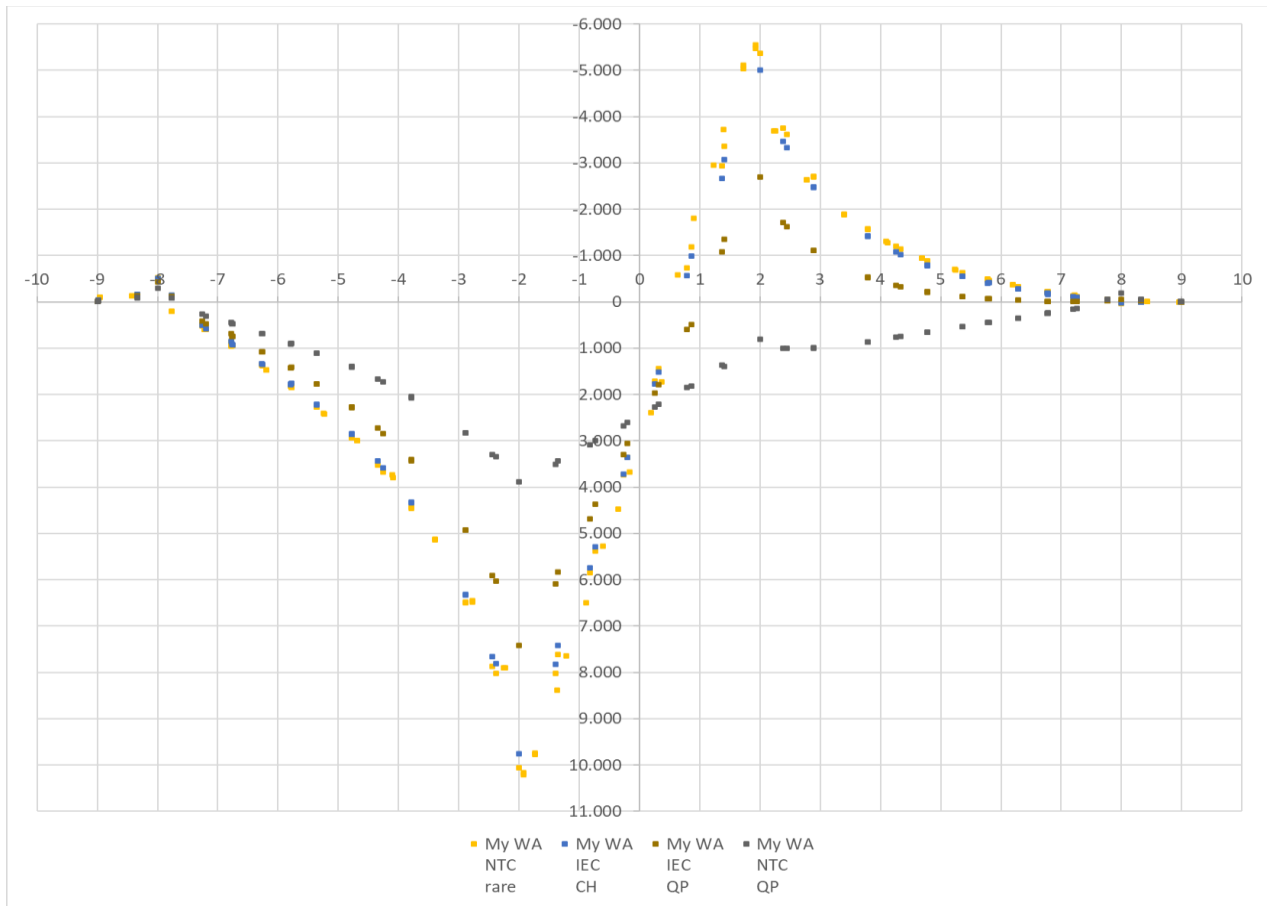


Inviluppo del taglio agente sulla fascia di fondazione (KN)

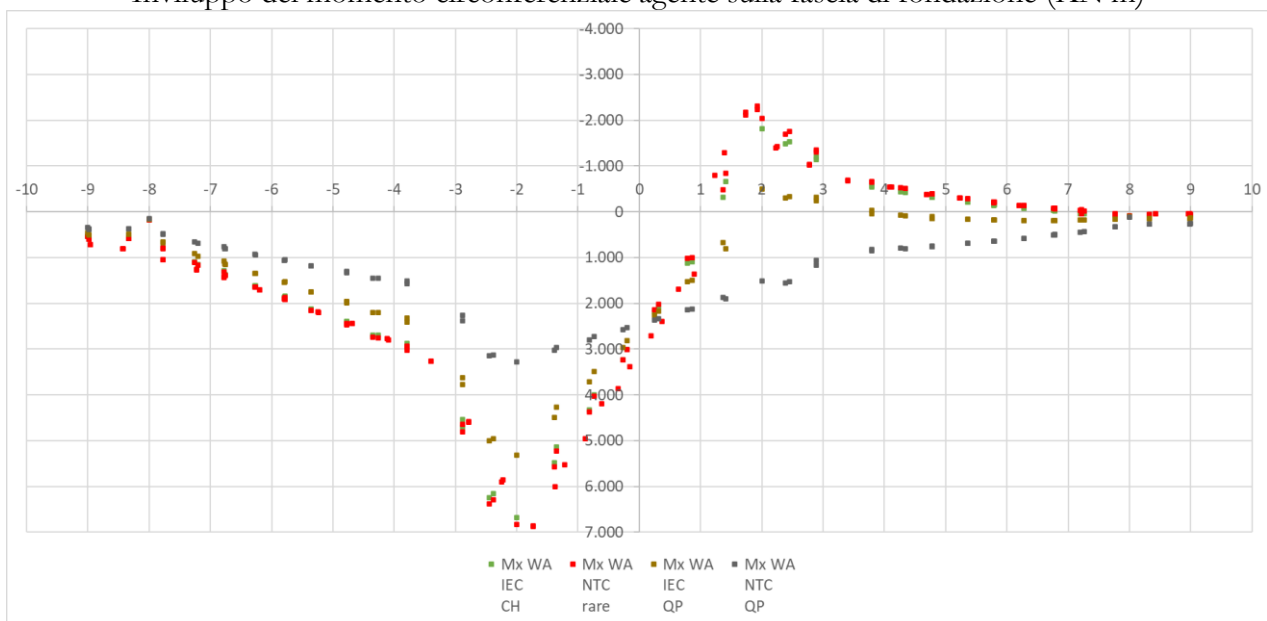


SLE combinazioni Quasi Permanente e Caratteristica

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

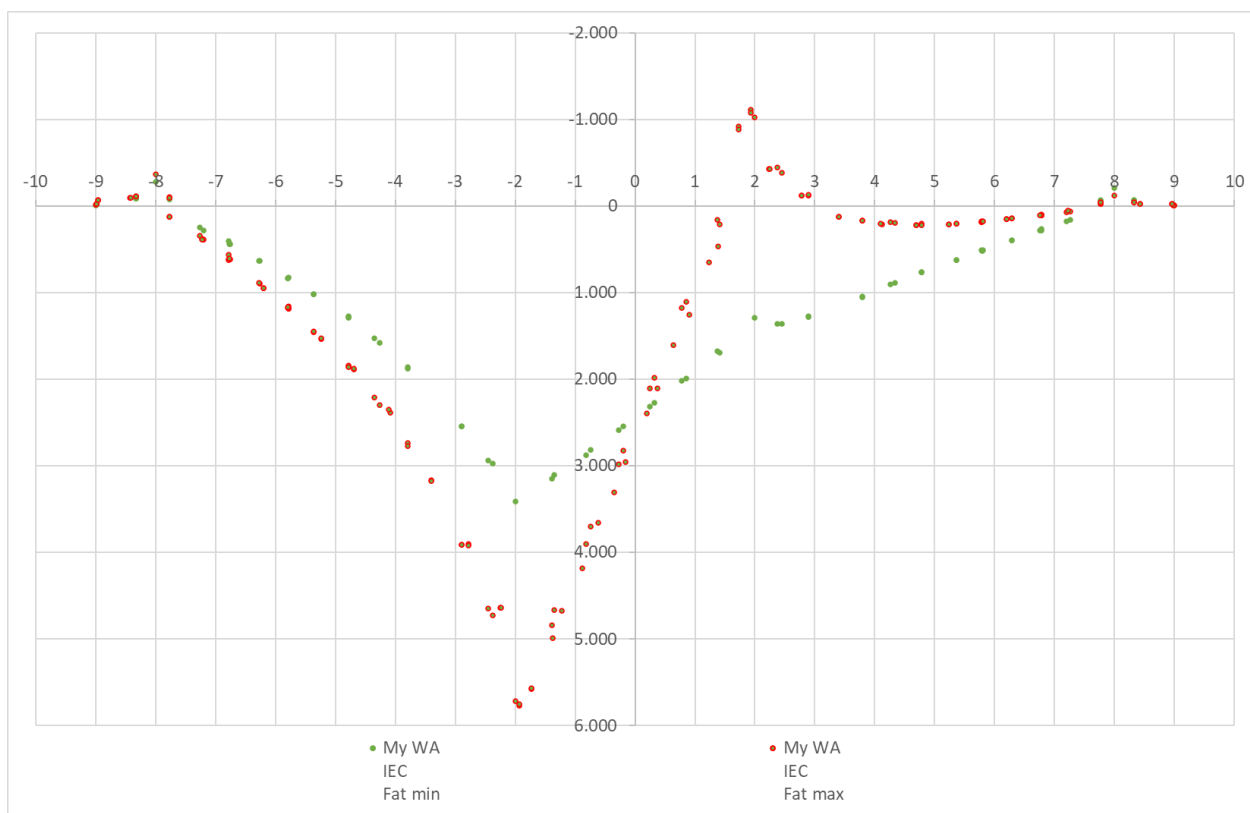


Inviluppo del momento circonferenziale agente sulla fascia di fondazione (KN m)

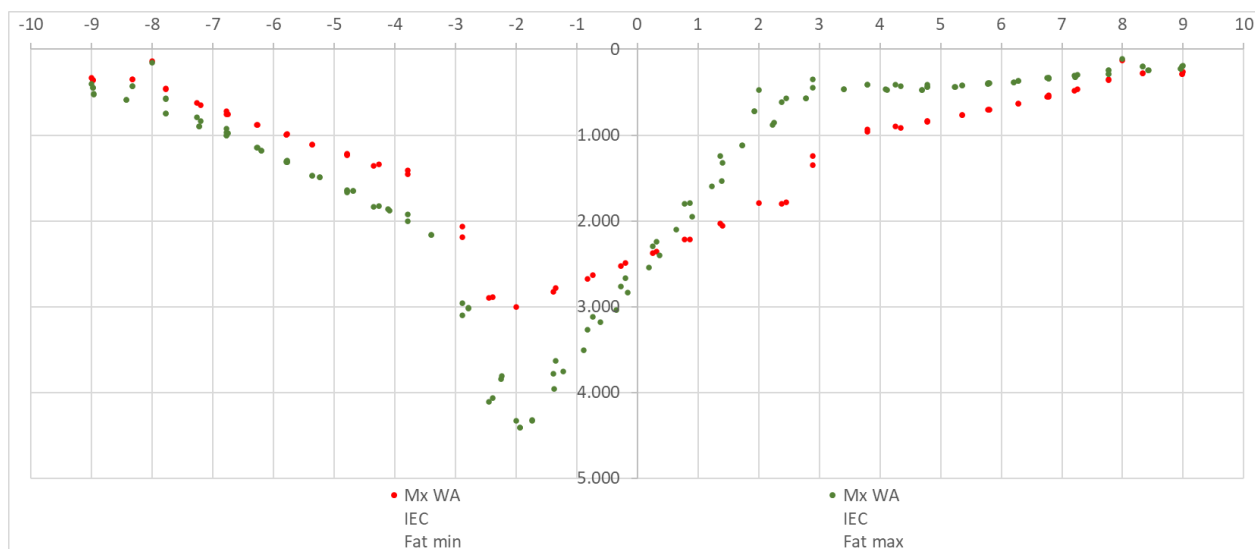


Carichi a fatica

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.

6.4. VERIFICA PRESSO-FLESSIONE AGLI SLU

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

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

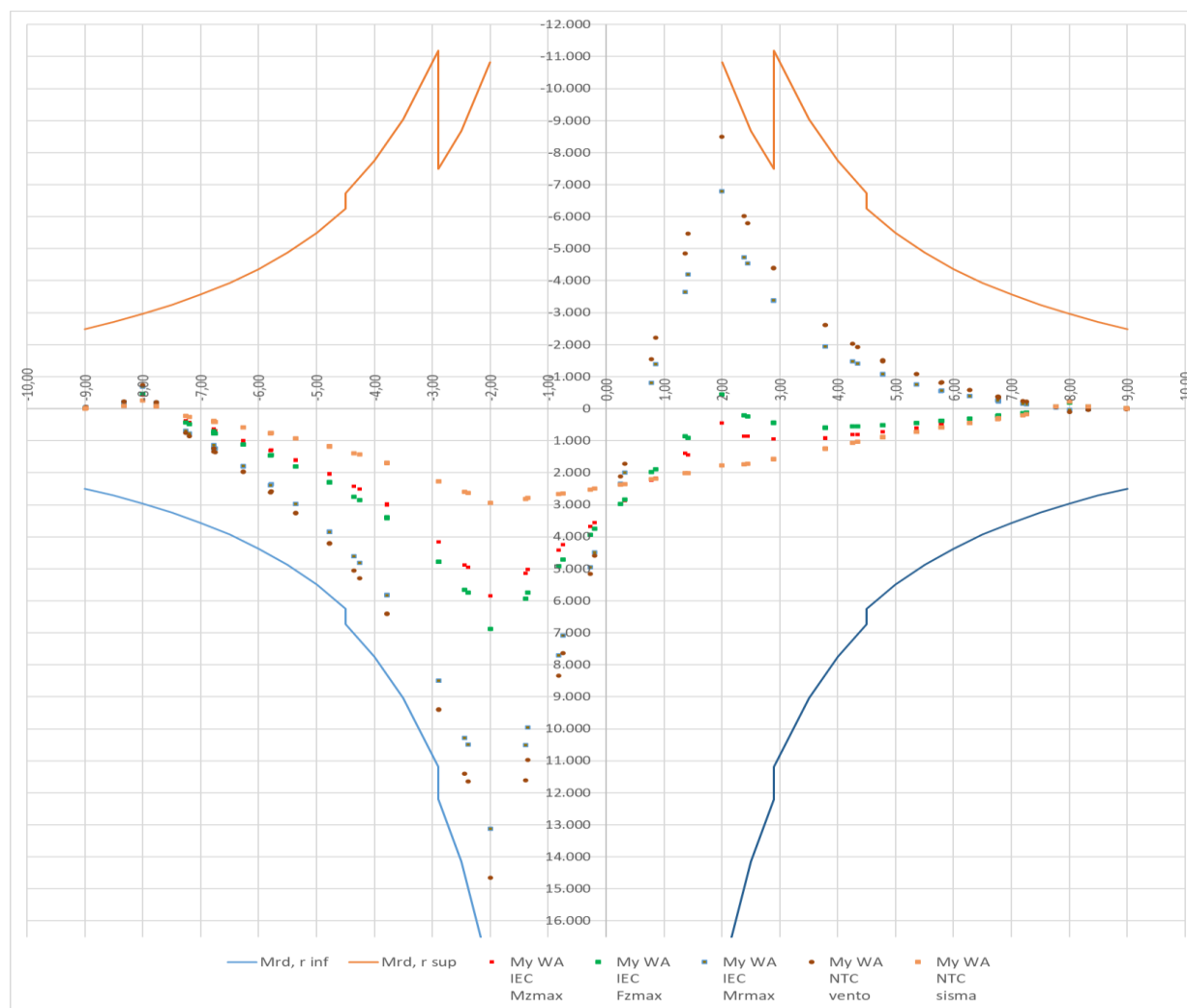
Le sezioni indagate ai fini della determinazione del momento radiale resistente sono individuate dalla ordinata a cui si effettua l’analisi. Le verifiche sono riportate nelle tabelle seguenti.

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

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

Momento Ultimo Resistente radiale superiore									
y (-)	y (+)	C	$\phi_{r, sup}$	$n_{r, sup}$	$\phi_{r, sup}$	$n_{r, sup}$	H (M _{sup})	A _{r, sup}	M _{rd, r sup}
[m]	[m]	[m]	[mm]		[mm]			[mm ² /m]	[kN*m]
-6,50	6,50	40,84	32	192	20	192	2046	5257,85	-3.936,10
-6,00	6,00	37,70	32	192	20	192	2095	5696,00	-4.369,00
-6,00	6,00	37,70	32	192	20	192	2095	5696,00	-4.369,00
-5,50	5,50	34,56	32	192	20	192	2144	6213,82	-4.880,54
-5,50	5,50	34,56	32	192	20	192	2144	6213,82	-4.880,54
-5,00	5,00	31,42	32	192	20	192	2193	6835,20	-5.494,30
-4,50	4,50	28,27	32	192	20	192	2243	7594,67	-6.244,36
-4,50	4,50	28,27	32	288			2243	8192,00	-6.730,74
-4,00	4,00	25,13	32	288			2292	9216,00	-7.741,92
-3,50	3,50	21,99	32	288			2341	10532,57	-9.041,97
-2,90	2,90	18,22	32	288			2400	12711,72	-11.193,84
-2,90	2,90	18,22	32	192			2400	8474,48	-7.483,79
-2,50	2,50	15,71	32	192			2400	9830,40	-8.672,00
-2,00	2,00	12,57	32	192			2400	12288,00	-10.825,11

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



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

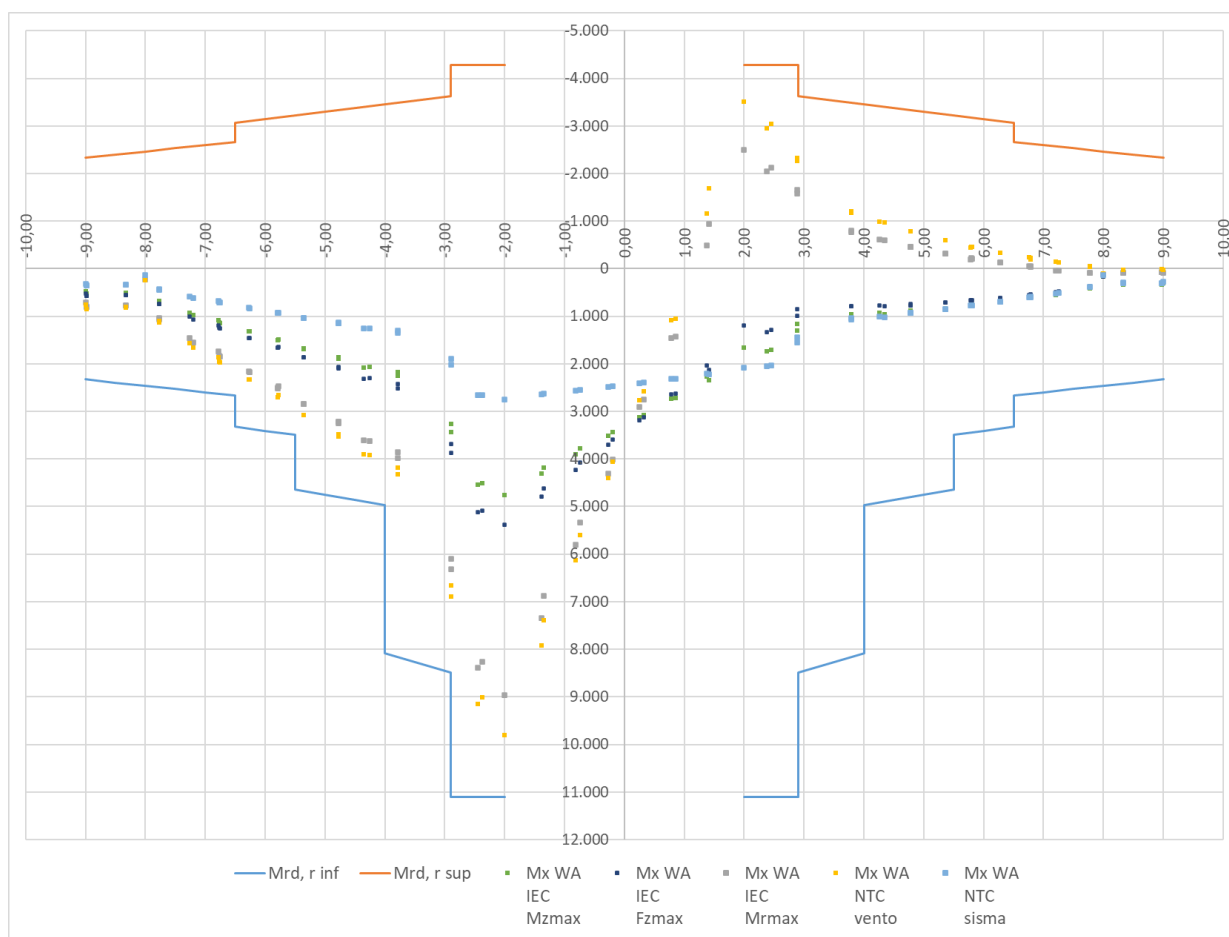
Le sezioni indagate ai fini della determinazione del momento circonferenziale resistente sono individuate dalla ordinata a cui si effettua la verifica. Le verifiche sono riportate nelle tabelle seguenti.

Momento Ultimo Resistente circonferenziale inferiore						
y (-)	y (+)	$\phi_{c, inf}$	$\rho_{c, inf}$	H (M _{inf})	A _{f, inf}	M _{rd, r inf}
[m]	[m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ² /m]	[kN*m]
-9,00	9,00	26	150	1800	3539,53	2.326,78
-8,50	8,50	26	150	1849	3539,53	2.394,84
-8,00	8,00	26	150	1898	3539,53	2.462,98
-7,50	7,50	26	150	1948	3539,53	2.530,94
-7,50	7,50	26	150	1948	3539,53	2.530,94
-7,00	7,00	26	150	1997	3539,53	2.598,87
-6,50	6,50	26	150	2046	3539,53	2.666,80
-6,50	6,50	26	120	2046	4424,41	3.321,07
-6,00	6,00	26	120	2095	4424,41	3.406,19
-5,50	5,50	26	120	2144	4424,41	3.491,13
-5,50	5,50	26	90	2144	5899,21	4.635,65
-5,00	5,00	26	90	2193	5899,21	4.749,16
-4,50	4,50	26	90	2243	5899,21	4.862,74
-4,00	4,00	26	90	2292	5899,21	4.976,28
-4,00	4,00	26	55	2292	9653,26	8.085,68
-3,50	3,50	26	55	2341	9653,26	8.271,69
-2,90	2,90	26	55	2400	9653,26	8.495,20
-2,90	2,90	26	55	3090	9653,26	11.106,80
-2,50	2,50	26	55	3090	9653,26	11.106,80
-2,00	2,00	26	55	3090	9653,26	11.106,80

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

Momento Ultimo Resistente circonferenziale superiore						
y (-)	y (+)	$\phi_{c, sup}$	$\rho_{c, sup}$	H (M _{sup})	A _{f, sup}	M _{rd, r sup}
[m]	[m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ² /m]	[kN*m]
-3,50	3,50	26	130	2341	4084,07	-3538,84
-2,90	2,90	26	130	2400	4084,07	-3633,01
-2,90	2,90	26	110	2400	4826,63	-4284,65
-2,50	2,50	26	110	2400	4826,63	-4284,65
-2,00	2,00	26	110	2400	4826,63	-4284,65

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



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

6.5. VERIFICA TAGLIO AGLI SLU

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

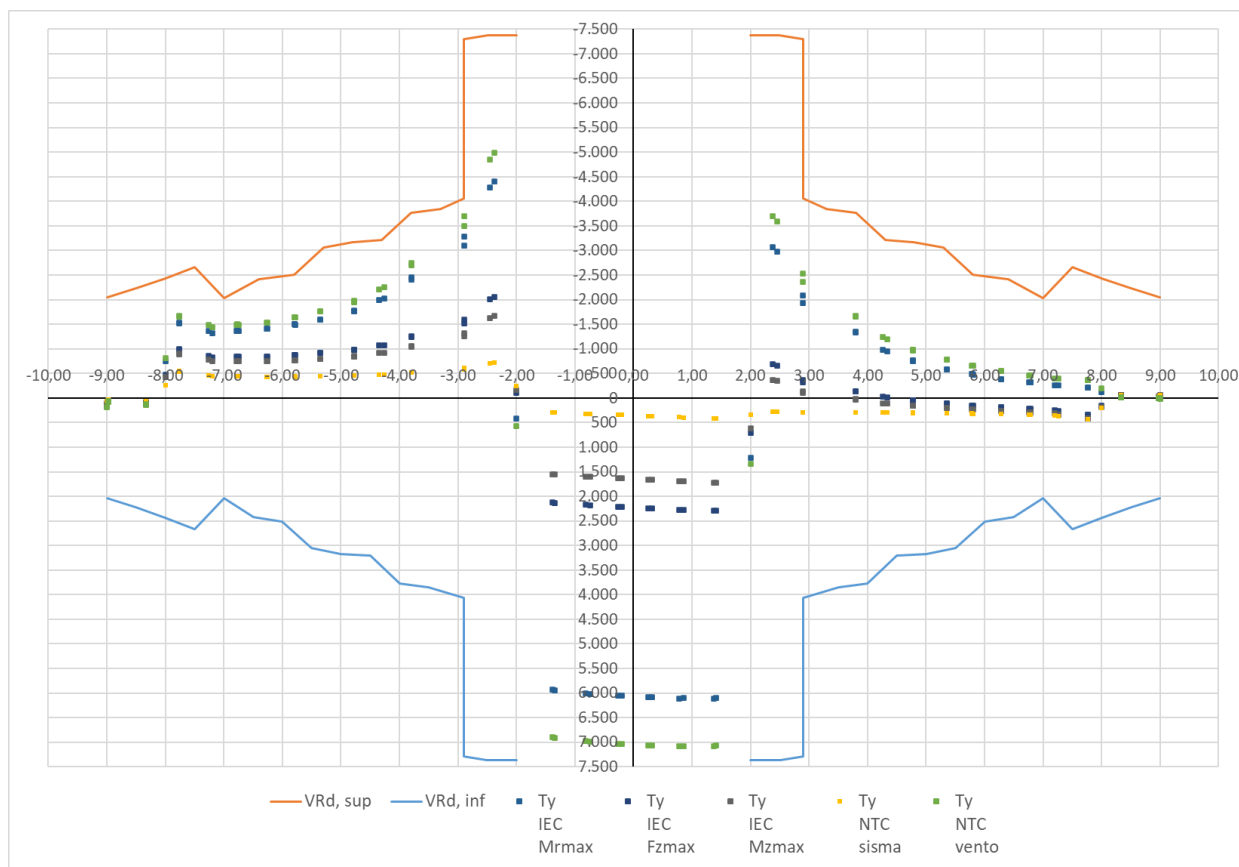
Taglio Ultimo Resistente radiale superiore senza specifiche armature									
y (-)	y (+)	C	A _{f, r sup}	H	d	k	ρ _r	V _{min}	V _{Rdc, sup}
[m]	[m]	[m]	[mm ² /m]	[mm]	[mm]			[Mpa]	[kN]
-9,00	9,00	56,55	3797,33	1800	1720	1,34	0,002	0,307	-531,09
-8,50	8,50	53,41	4020,71	1849	1769	1,34	0,002	0,306	-549,62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

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

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

Taglio Ultimo Resistente radiale inferiore con specifiche armature													
y (-)	y (+)	C	H	d	ρ_r	ϕ_{st}	$\rho_{st, r}$	$n_{st, r}$	$A_{st, r}$	θ	$V_{Rd, s\ sup}$	$V_{Rd, max\ sup}$	$V_{Rd, sup}$
[m]	[m]	[m]	[mm]	[mm]		[mm]	[mm]	(totale)	[mm ² /m]	°	[kN]	[kN]	[kN]
-7,50	7,50	47,12	1948	1868	0,002	20	500	132	880,00	21,8	2.662,41	3.152,89	-2.662,41
-7,00	7,00	43,98	1997	1917	0,003	20	600	110	785,71	21,8	2.033,13	3.235,91	-2.033,13
-6,40	6,40	40,21	2056	1976	0,003	20	600	116	906,25	21,8	2.417,23	3.335,55	-2.417,23
-5,80	5,80	36,44	2115	2035	0,003	20	600	106	913,79	21,8	2.510,16	3.435,18	-2.510,16
-5,30	5,30	33,30	2164	2084	0,003	20	500	96	905,66	21,8	3.056,82	3.518,81	-3.056,82
-4,80	4,80	30,16	2213	2133	0,003	20	500	88	916,67	21,8	3.167,90	3.601,10	-3.167,90
-4,30	4,30	27,02	2262	2182	0,003	20	500	78	906,98	21,8	3.206,68	3.684,13	-3.206,68
-3,80	3,80	23,88	2311	2231	0,004	20	500	80	1052,63	21,8	3.805,52	3.767,15	-3.767,15
-3,30	3,30	20,73	2361	2281	0,005	20	500	70	1060,61	21,8	3.918,86	3.850,18	-3.850,18
-2,90	2,90	18,22	2400	2320	0,005	28	500	96	3244,14	22,8	11.582,21	4.062,64	-4.062,64
-2,90	2,90	18,22	3090	3010	0,003	28	500	96	3244,14	40,9	7.294,60	7.294,60	-7.294,60
-2,50	2,50	15,71	3090	3010	0,003	28	500	96	3763,20	44,9	7.368,43	7.368,43	-7.368,43
-2,00	2,00	12,57	3090	3010	0,004	28	500	96	4704,00	45,0	9.175,06	7.368,48	-7.368,48

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



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

6.6. VERIFICA PRESSO-FLESSIONE AGLI SLE

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

I valori limite di calcolo sono i seguenti:

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

$$\sigma_{C SLE R} \leq 19,92 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{C SLE QP} \leq 14,94 \text{ Mpa}$$

L’analisi condotta può essere riassunta nelle seguenti tabelle:

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

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

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

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

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

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

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