

“IR MELISSA STRONGOLI”

Integrale ricostruzione dei Parchi Eolici Melissa Strongoli e Melissa San Francesco (KR) - Intervento di Repowering con sostituzione degli aerogeneratori esistenti e relativa riduzione del numero delle macchine

Comuni di Melissa e Strongoli (KR)

COMMITTENTE



Edison Rinnovabili S.p.A.

Foro Buonaparte n.31 - Milano (MI)
P.IVA: 12921540154

PROGETTAZIONE



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



Progettista: Ing. Mariano Galbo

RELAZIONE SUL PREDIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
0	PRIMA EMISSIONE	11/2022	MG	VF	EG
Codice commessa: EDIS758		Codifica documento: MEL-PD-REL-0008_00			

INDICE

1. PREMESSA.....	2
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3. DESCRIZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE	4
4. AZIONI AGENTI.....	6
4.1. AZIONI SECONDO LA NORMA IEC 61400.....	6
4.1.1. AZIONE ESTREMA DEL VENTO.....	6
4.1.2. AZIONE DEL VENTO IN ESERCIZIO	7
4.1.3. AZIONI EQUIVALENTI A FATICA	7
4.2. COMBINAZIONI DI CALCOLO	8
4.3. APPLICAZIONE DEI CARICHI.....	11
4.3.1. CARICHI APPLICATI PER LE ANALISI LOCALI.....	11
4.3.2. Carichi applicati per le analisi FEM.....	12
5. CRITERI GENERALI DI CALCOLO.....	27
5.1. TIPO DI ANALISI E MOTIVAZIONE	27
5.2. METODO DI VERIFICA SEZIONALE	27
5.3. CRITERI USATI PER LA MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA	28
5.4. VERIFICHE STRUTTURALI AGLI SLU E SLE SECONDO IL D.M. 17/01/2018	30
5.5. MODELLO DI CALCOLO	31
6. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	33
6.1. DETERMINAZIONE DELLE LUNGHEZZE DI ANCORAGGIO.....	34
7. VERIFICHE LOCALI SISTEMA DI ANCORAGGIO TRA TORRE E FONDAZIONE...36	
7.1. VERIFICA PRESSIONI DI CONTATTO TRA LE FLANGE E CALCESTRUZZO	36
7.2. VERIFICA TIRANTI PER IL CALCESTRUZZO COMPRESSO	42
7.3. VERIFICA DELLE ARMATURE DEL COLLETTO.....	44
8. VERIFICHE GLOBALI PLINTO DI FONDAZIONE	48
8.1. CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE AGENTI.....	50
8.2. VERIFICA PRESSO-FLESSIONE AGLI SLU	55
8.3. VERIFICA TAGLIO AGLI SLU.....	60
8.4. VERIFICA PRESSO-FLESSIONE AGLI SLE	63
8.5. VERIFICA A FATICA.....	66
8.6. VERIFICA A PUNZONAMENTO	73
8.6.1. Verifica a punzonamento della torre.....	73
8.6.2. Verifica a punzonamento dei pali.....	75
8.7. VERIFICA PALI DI FONDAZIONE	77
9. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA'.....	79
9.1. DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI RESISTENTI.....	79
9.2. ANALISI TRASMISSIONE DEGLI SFORZI NEL MODELLO FEM.....	80

1. PREMESSA

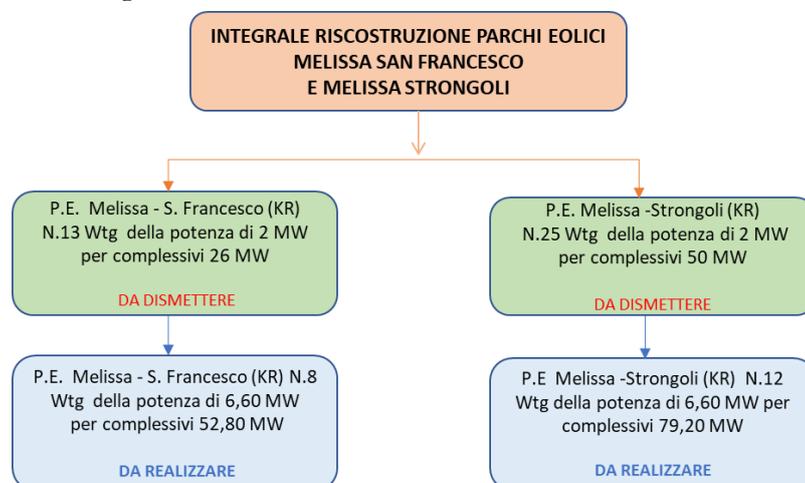
La società Edison Rinnovabili S.P.A. con sede in Foro Buonaparte n.31 – Milano (MI) è proprietaria dei parchi eolici denominati Parco eolico San Francesco ubicato nel Comune di Melissa (KR), costituito da 13 Wtg tipo Gamesa G87 da 2 MW per complessivi 26 MW e parco eolico Melissa Strongoli ubicato negli omonimi Comuni, costituito da 25 Wtg tipo Ecotecnica ECO80 da 2 MW per complessivi 50 MW

Da un punto di vista autorizzativo, Edison rinnovabili S.P.A. precisa che:

- il parco esistente denominato Parco eolico S. Francesco (KR) è stato autorizzato sulla base della normativa vigente all'epoca, mediante autorizzazione unica ai sensi del D.P.R. 387/2003 e delibera Giunta regionale 832/2004 con il numero 529 del 05/02/2007 e della potenza di 32 MW;
- il parco esistente denominato Parco eolico Melissa Strongoli (KR). è stato autorizzato sulla base della normativa vigente all'epoca, mediante autorizzazione unica ai sensi del D.P.R. 387/2003 e delibera Giunta regionale 832/2004 con il numero 18694 del 22/12/2006 e della potenza di 50 MW.

La società Hydro Engineering s.s. è stata incaricata di redigere il progetto definitivo relativo all'integrale ricostruzione dei Parchi Eolici Melissa Strongoli e Melissa San Francesco (KR), mediante la sostituzione degli aerogeneratori esistenti e relativa riduzione del numero delle macchine.

In particolare, il progetto del parco eolico San Francesco prevede la sostituzione di 13 Wtg da 2 MW con 8 Wtg da 6,60 MW passando dagli attuali 26 MW ai 52,8 MW futuri mentre il progetto di Melissa Strongoli prevede la sostituzione di 25 Wtg da 2 MW con 12 Wtg da 6,60 MW passando dagli attuali 50,00 MW ai 79,20 MW futuri.



Il presente documento si propone di fornire i calcoli preliminari delle fondazioni.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione sono l' "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni", D.M. 17/01/2018.

Si farà, inoltre, riferimento alle seguenti normative:

- Circolare esplicativa n° 7 del 21/01/2019 "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018";
- 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. DESCRIZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE

Nel presente capitolo si riporta la descrizione delle opere di fondazione previste a seguito delle risultanze delle indagini geologiche.

La fondazione di tipo indiretto di ciascun aerogeneratore sarà costituita da un plinto circolare, avente diametro pari a 20m, posto su n°26 pali aventi diametro $\Phi 1000$ e lunghezza variabile:

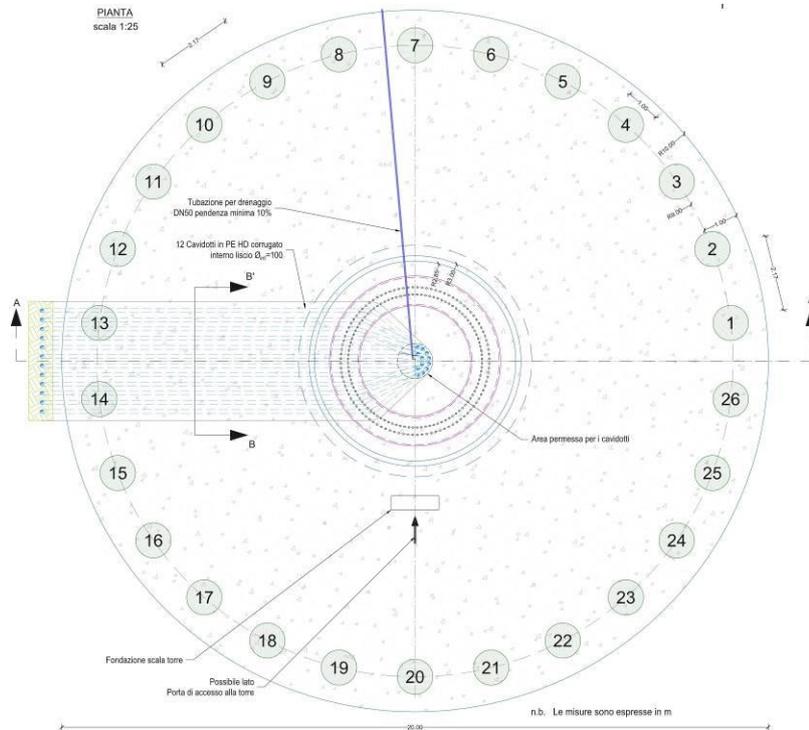


Fig. 1 Pianta del plinto con indicazione dei pali di fondazione (n.26 del diametro 100 cm)

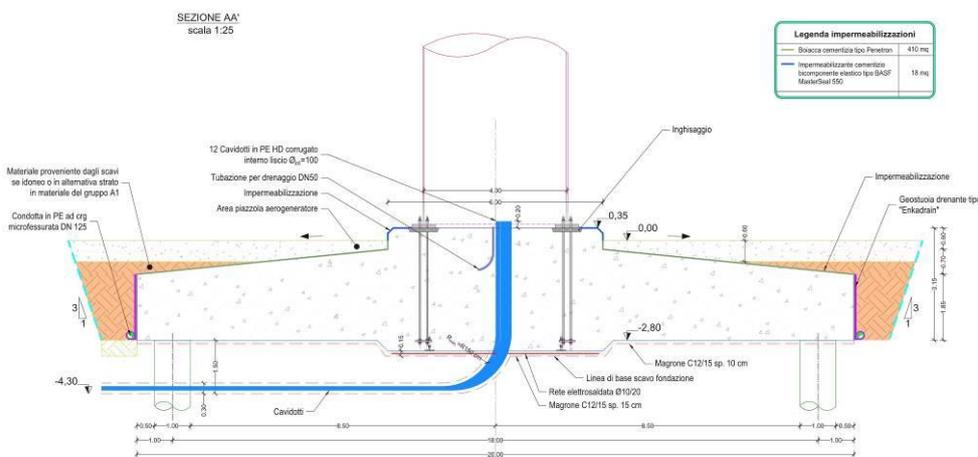


Fig. 2 Sezione del plinto

Il plinto presenta una suola di forma troncoconica, con altezza pari a 1,85m al bordo esterno e pari a 2,55m in corrispondenza della parte centrale, ad un raggio di 3,00m, ove è presente un colletto cilindrico che si eleva sulla suola di ulteriori 0,60m. Il colletto presenta quindi un'altezza complessiva pari a 3,15m.

All'interno del plinto di fondazione, al fine di collegare la torre metallica di sostegno dell'aerogeneratore alla fondazione, sarà annegata una gabbia metallica di tirafondi di ancoraggio di forma cilindrica dotata di una piastra superiore ed una piastra inferiore: la piastra superiore, che fungerà da piastra di distribuzione del carico proveniente dalla torre, presenta uno spessore di 100mm e larghezza di 650mm, mentre la piastra inferiore presenta spessore di 50mm e larghezza 450mm.

Sotto la piastra di distribuzione, incassata nella fondazione, sarà eseguito un getto di inghisaggio con malta ad alta resistenza dello spessore pari a 11cm e larghezza minima pari a 77cm che ne permetterà il perfetto livellamento.

Entrambe le piastre sono dotate di n°2 serie concentriche di n°100 fori che consentiranno il passaggio di altrettante barre filettate ad alta resistenza di tipo M42 classe 10.9, che, tramite dadi, garantiscono il corretto collegamento delle due piastre alla Torre in elevazione.

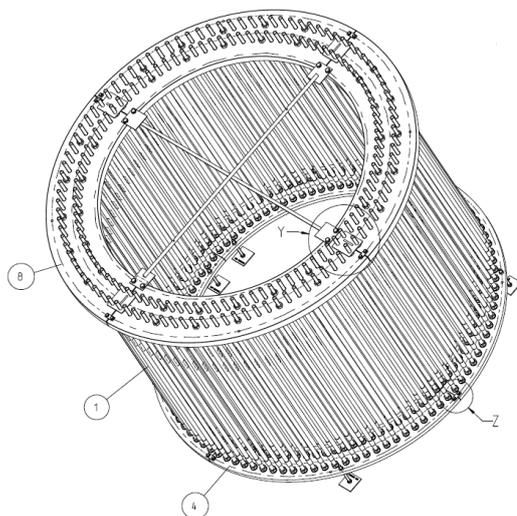


Fig. 3 Vista isometrica d'insieme

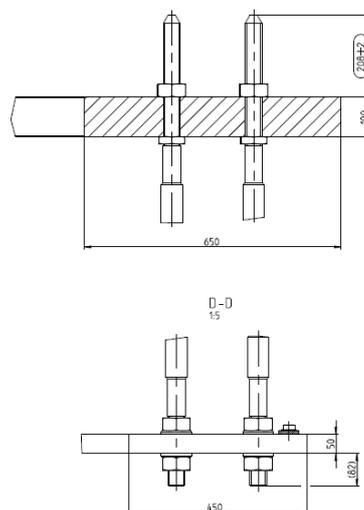


Fig. 4 Sezione verticale

4. AZIONI AGENTI

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

Il calcolo di progetto della torre di sostegno dell'aerogeneratore, allegato al presente progetto, è stato eseguito dal produttore, sulla base delle sollecitazioni massime previste dalla IEC 61400-1 e dalle NTC 2018.

Le sollecitazioni considerate sulle opere di fondazione sono quelle provenienti dalla struttura sovrastante fornite allo scrivente da una società produttrice delle torri nei documenti "Foundation load specification - Delta4000 N163/5.X TS118-00" con n° 2001250EN e "Seismic Foundation Loads - TS118-00 Delta4000 N163/5.X

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

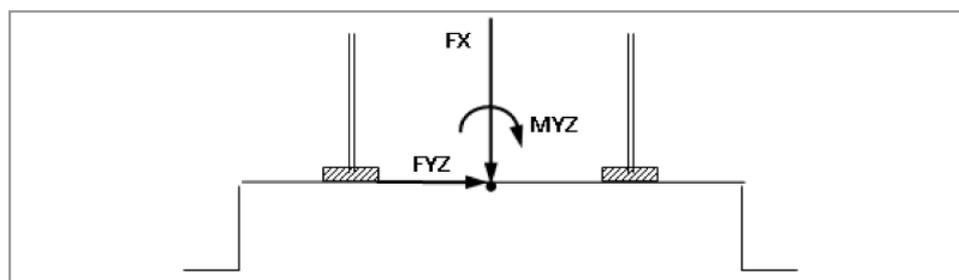


Fig. 5

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

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

4.1. AZIONI SECONDO LA NORMA IEC 61400

4.1.1. 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).

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

Tab. 1

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

Tab. 2

4.1.2. 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 _x	F _{yz}	M _x	M _{yz}
[-]	[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

Tab. 3

4.1.3. 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

Tab. 4

4.2. COMBINAZIONI DI CALCOLO

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

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

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

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

- Combinazione caratteristica per gli stati limite di esercizio (S.L.E.), impiegata per le analisi nelle condizioni di esercizio irreversibili (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 degli effetti a lungo termine (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):

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

in tali condizioni di carico l'azione sismica si somma alle sollecitazioni che agiscono sulla torre impiegate per le analisi degli effetti a lungo termine.

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 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

Tab. 5

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

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

4.3. 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_N CV LC_0801	IEC_Ed3_N CV LC_0103 max Fr	IEC_Ed3_N CV LC_0104 max Mr	IEC_Ed3_N CV LC_0104 max Mr	DM vento	Sismic load	SLS_CH IEC production	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

Tab. 6

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

4.3.1. 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_CH IEC production Characteristic	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
γ	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00

Tab. 7

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

Tab. 8

4.3.2. 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.

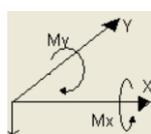


Fig. 6

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

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

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

Tab. 9

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

Tab. 10

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

Peso proprio WTG				
i	α	x_i	y_i	Pz
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

Tab. 11

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

Tab. 12

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

IEC_Ed3_NCV LC_0801 max Fz				
i	α	x_i	y_i	Pz
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

IEC_Ed3_NCV LC_0801 max Fz				
i	α	x_i	y_i	Pz
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

Tab. 13

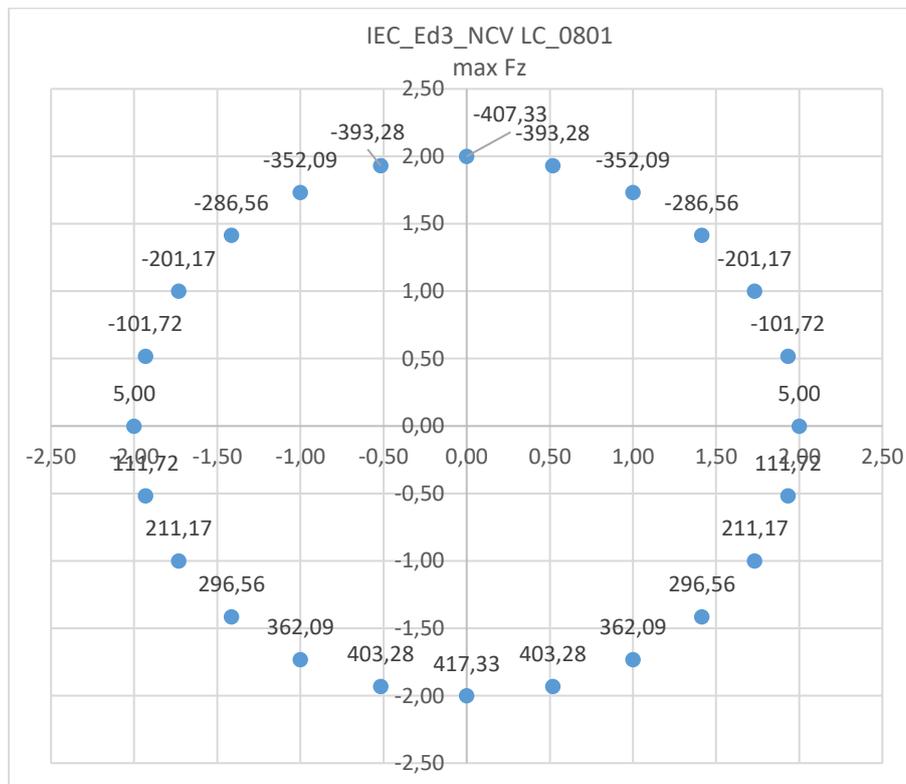


Fig. 7

Per la condizione “IEC_Ed3_NCV LC_0103 max Fr”, si è considerata la seguente sollecitazione risultante:

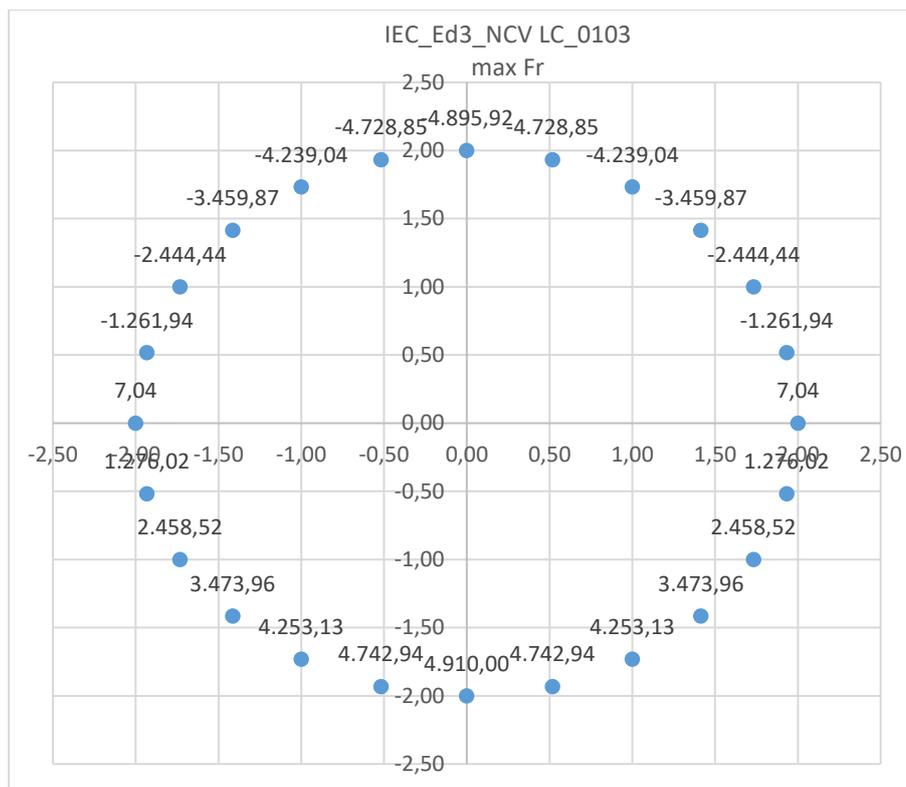
F_{ris} (KN)	M_{ris} (KN m)	M_z (KN m)	F_z (KN)
1.132,00	117.671,00	878,00	169,00

Tab. 14

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

IEC_Ed3_NCV LC_0103 max Fr				
i	α	x_i	y_i	P_z
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

Tab. 15



Tab. 16

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

Tab. 17

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

IEC_Ed3_NCV LC_0104 max Mz				
i	α	x_i	y_i	Pz
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

IEC_Ed3_NCV LC_0104 max Mz				
i	α	x_i	y_i	Pz
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

Tab. 18

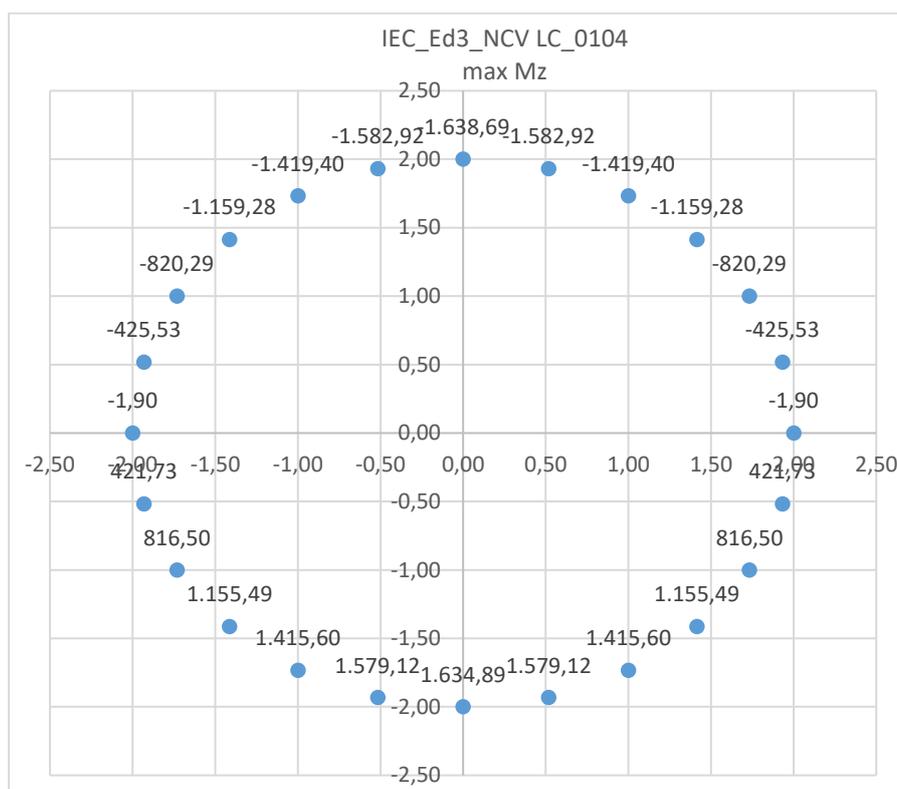


Fig. 8

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

Tab. 19

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

IEC_Ed3_NCV LC_0104 max Mr				
i	α	x_i	y_i	Pz
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

Tab. 20

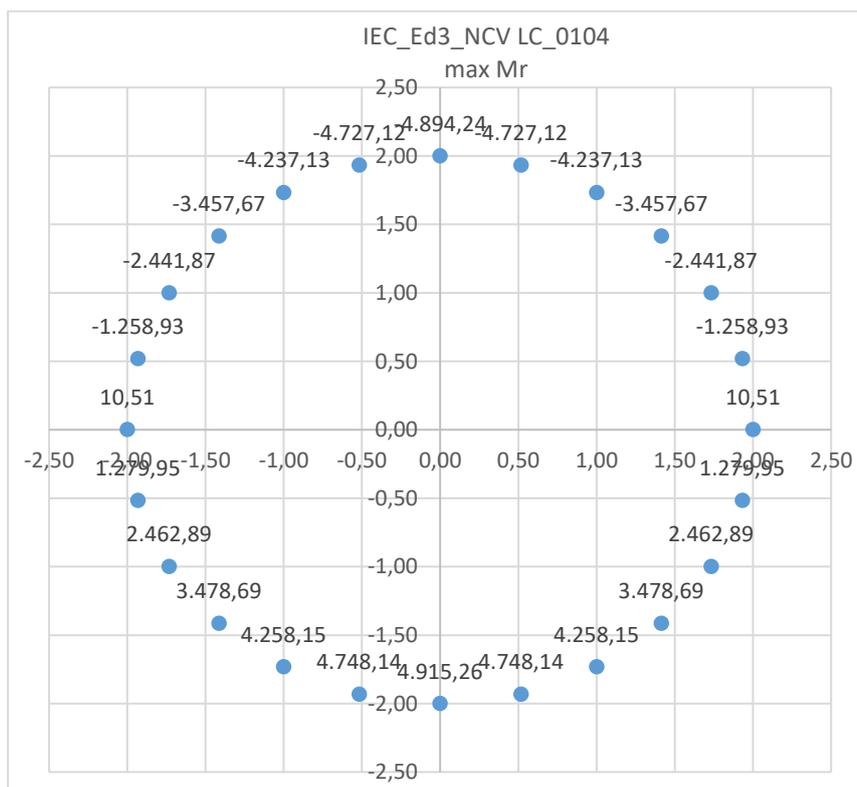


Fig. 9

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

F_{ris} (KN)	M_{ris} (KN m)	M_z (KN m)	F_z (KN)
1.193,06	92.378,28	0,00	120,00

Tab. 21

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

DM Vento				
i	α	x_i	y_i	P_z
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

Tab. 22

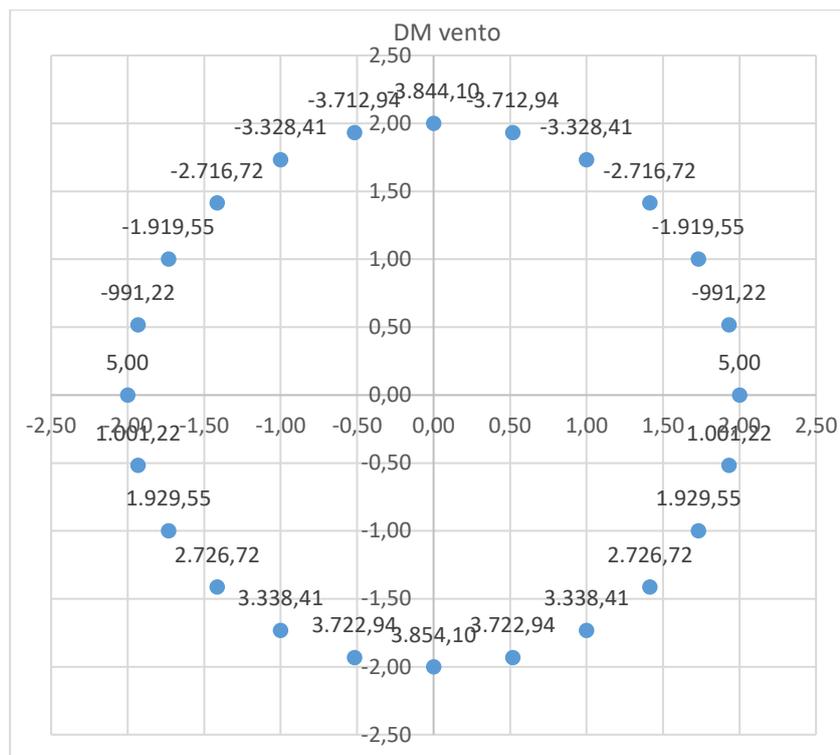


Fig. 10

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

F_{ris} (KN)	M_{ris} (KN m)	M_z (KN m)	F_z (KN)
368,07	14.794,39	566,00	187,03

Tab. 23

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

Sismic load SLV				
i	α	x_i	y_i	P_z
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

Sismic load SLV				
i	α	x_i	y_i	Pz
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

Tab. 24

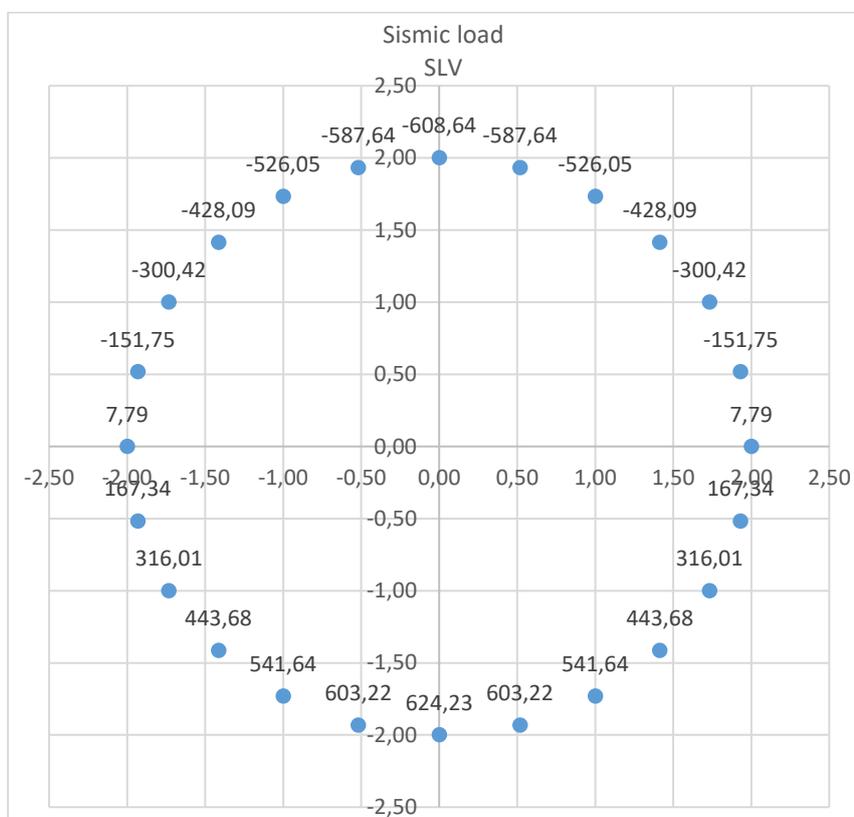


Fig. 11

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

Tab. 25

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

SLS_IEC Characteristic				
i	α	x_i	y_i	Pz
1	0,00	2,00	0,00	10,51
2	15,00	1,93	0,52	-1.258,93

SLS_IEC Characteristic				
i	α	x_i	y_i	Pz
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

Tab. 26

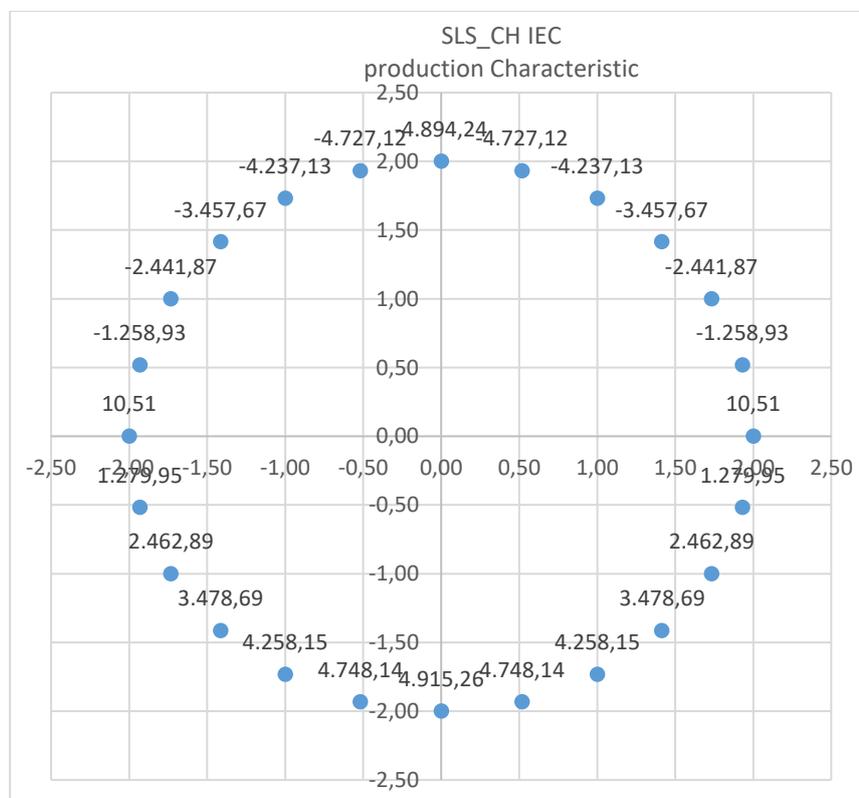


Fig. 12

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

Tab. 27

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

SLS IEC Permanet load				
i	α	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

Tab. 28

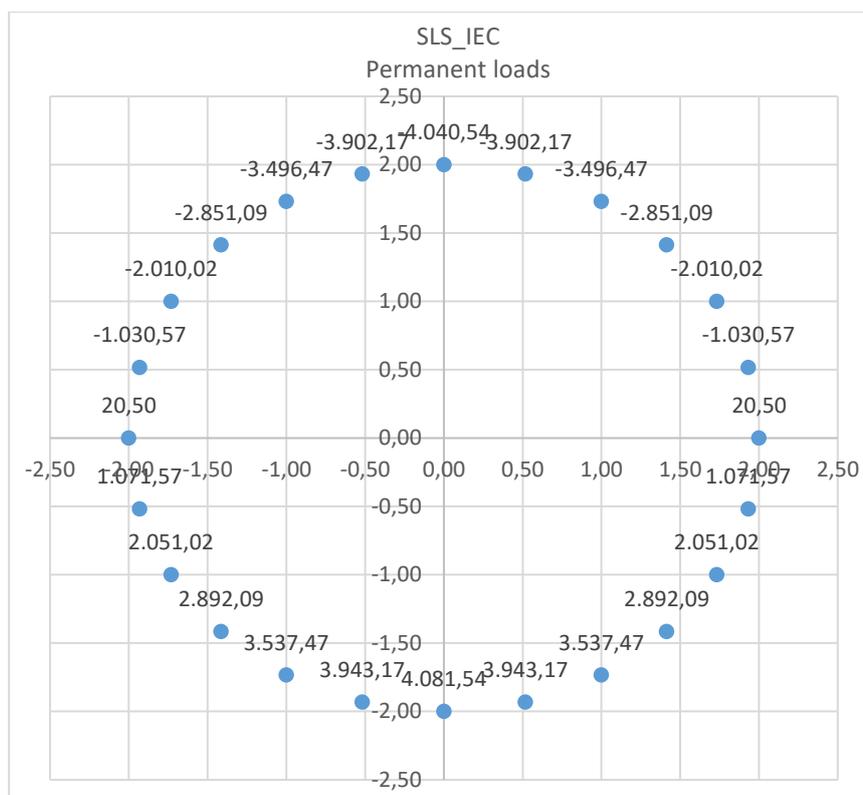


Fig. 13

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

F_{ris} (KN)	M_{ris} (KN m)	M_z (KN m)	F_z (KN)
231,50	34.076,00	-2.821,50	74,00

Tab. 29

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

Carichi a fatica minimi				
i	α	x_i	y_i	P_z
1	0,00	2,00	0,00	3,08
2	15,00	1,93	0,52	-364,40
3	30,00	1,73	1,00	-706,83
4	45,00	1,41	1,41	-1.000,89
5	60,00	1,00	1,73	-1.226,53
6	75,00	0,52	1,93	-1.368,37
7	90,00	0,00	2,00	-1.416,75
8	105,00	-0,52	1,93	-1.368,37
9	120,00	-1,00	1,73	-1.226,53
10	135,00	-1,41	1,41	-1.000,89
11	150,00	-1,73	1,00	-706,83
12	165,00	-1,93	0,52	-364,40
13	180,00	-2,00	0,00	3,08
14	195,00	-1,93	-0,52	370,56
15	210,00	-1,73	-1,00	713,00
16	225,00	-1,41	-1,41	1.007,06
17	240,00	-1,00	-1,73	1.232,70
18	255,00	-0,52	-1,93	1.374,54

Carichi a fatica minimi				
i	α	x_i	y_i	P_z
19	270,00	0,00	-2,00	1.422,92
20	285,00	0,52	-1,93	1.374,54
21	300,00	1,00	-1,73	1.232,70
22	315,00	1,41	-1,41	1.007,06
23	330,00	1,73	-1,00	713,00
24	345,00	1,93	-0,52	370,56

Tab. 30

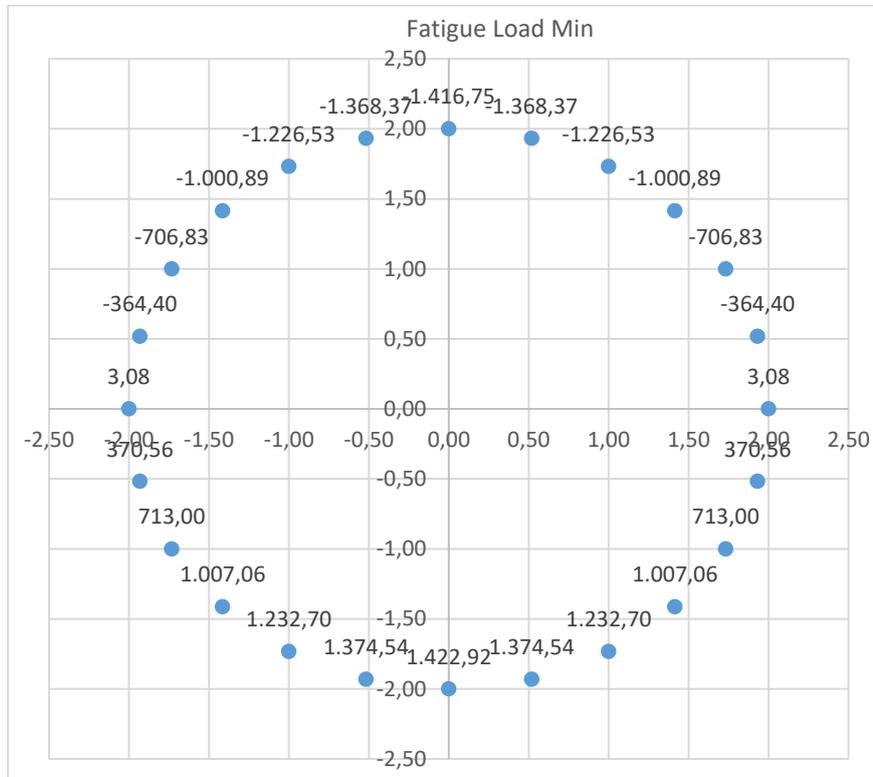


Fig. 14

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

Tab. 31

Che ha generato la seguente distribuzione di forze:

Carichi a fatica massimi				
i	α	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

Carichi a fatica massimi				
i	α	x_i	y_i	Pz
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

Tab. 32

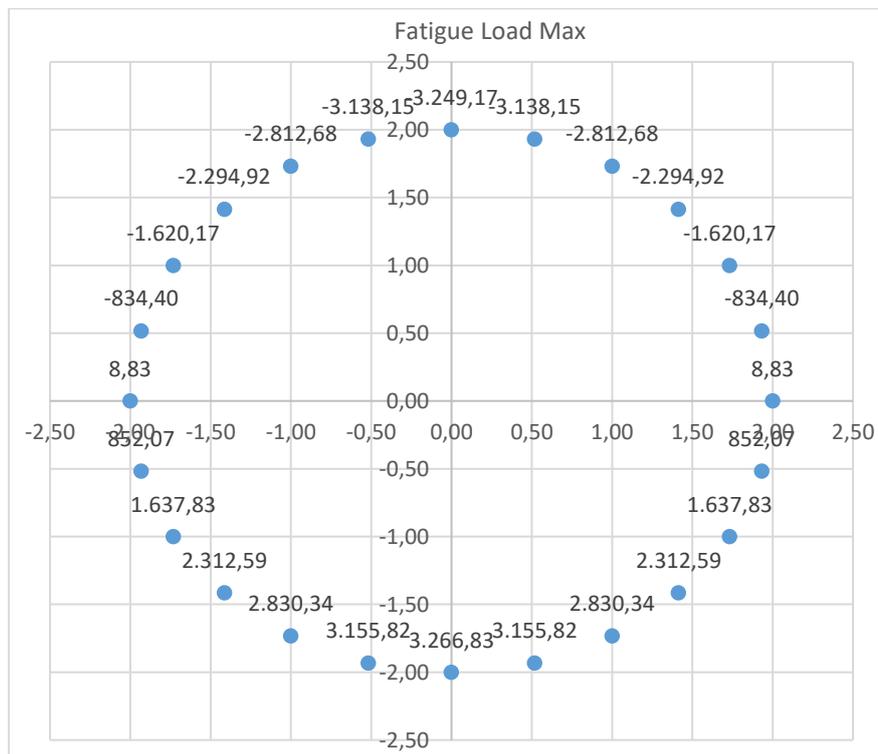


Fig. 15

5. 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.

5.1. 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.

5.2. 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

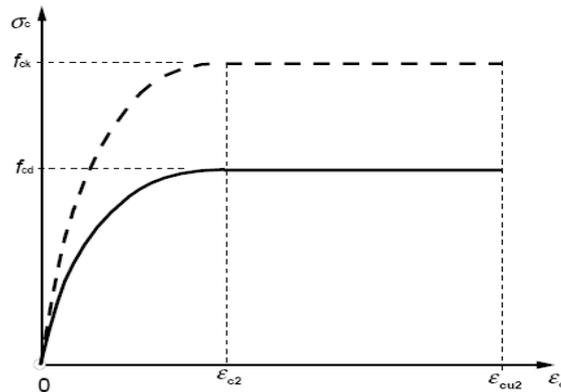


Fig. 16

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

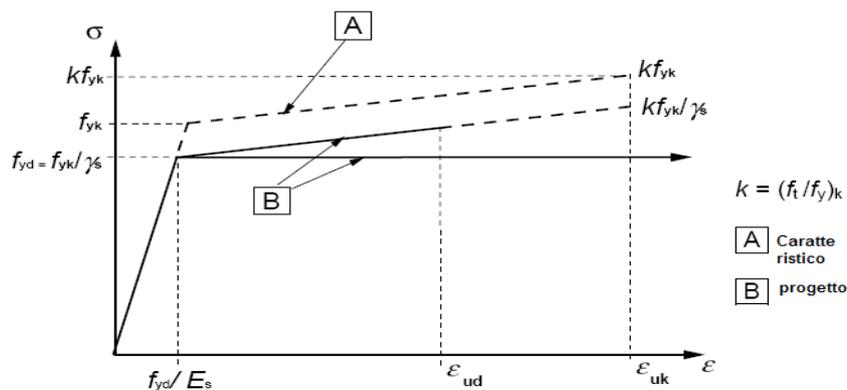


Fig. 17

5.3. 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.

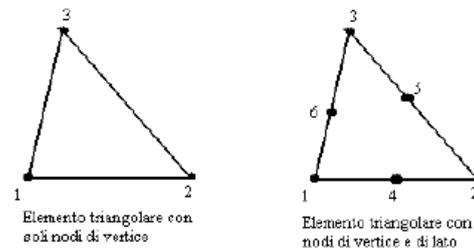


Fig. 18

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} .

5.4. 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.

5.5. 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 rotazione 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. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

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

Acciaio da cemento armato:	B450C
Calcestruzzo per i pali:	C25/30
Calcestruzzo per il plinto:	C45/55
Calcestruzzo per il colletto:	C50/60
Calcestruzzo per l'inghisaggio:	C90/105

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

Coefficients di sicurezza		
γ_c	1,50	coefficiente di sicurezza del calcestruzzo
α_{cc}	0,85	coefficiente riduttivo calcestruzzo per le resistenze di lunga durata
γ_s	1,15	coefficiente di sicurezza acciaio
Caratteristiche calcestruzzo suola		
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 f_{ck})
$\sigma_{C,max SLE P}$	20,25	Mpa tensione massima del calcestruzzo per SLE quasi permanente (0,45 x f_{ck})
Caratteristiche calcestruzzo colletto		
R_{ck}	60,00	Mpa resistenza cubica a compressione caratteristica
f_{ck}	50,00	Mpa resistenza cilindrica a compressione caratteristica
f_{cd}	28,33	Mpa resistenza cilindrica a compressione di progetto
E_{cm}	37.278	Mpa modulo elastico
$f_{cd,fat}$	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 f_{ck})
$\sigma_{C,max SLE P}$	22,50	Mpa tensione massima del calcestruzzo per SLE quasi permanente (0,45 x f_{ck})
Caratteristiche calcestruzzo inghisaggio		
R_{ck}	105,00	Mpa resistenza cubica a compressione caratteristica
f_{ck}	90,00	Mpa resistenza cilindrica a compressione caratteristica
f_{cd}	51,00	Mpa resistenza cilindrica a compressione di progetto
E_{cm}	43.631	Mpa modulo elastico
$f_{cd,fat}$	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 f_{ck})
$\sigma_{C,max SLE P}$	40,50	Mpa tensione massima del calcestruzzo per SLE quasi permanente (0,45 x f_{ck})

Caratteristiche dell'acciaio			
f_{yk}	450,00	Mpa	resistenza dell'acciaio caratteristica
f_{yd}	391,30	Mpa	resistenza dell'acciaio di progetto
$\sigma_{S \max SLE R}$	360,00	Mpa	tensione massima dell'acciaio per SLE rara (0,8 x f_{yk})
$\Delta\sigma_{Rsk}$ (dritte)	162,50	Mpa	escursione massima nell'acciaio verifiche a fatica barre dritte
$\Delta\sigma_{Rsd}$ (dritte)	101,69	Mpa	escursione massima nell'acciaio verifiche a fatica barre dritte a m=7

Tab. 33

6.1. DETERMINAZIONE DELLE LUNGHEZZE DI ANCORAGGIO

Le barre di armatura del calcestruzzo dovranno essere opportunamente ancorate in modo da consentire la trasmissione sicura delle forze di aderenza al calcestruzzo, al fine di evitarne la fessurazione longitudinale ed il distacco. Dovranno inoltre essere curate le lunghezze di sovrapposizione delle barre.

La lunghezza di ancoraggio necessaria è stata determinata utilizzando le espressioni 8.2, 8.3 e 8.4 dell'Eurocodice 2, in cui si è posto σ_{sd} pari a f_{yd}

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

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

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

in cui

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

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

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

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

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

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

$\phi =$ diametro barra in mm

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

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

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

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

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

L'analisi condotta può essere riassunta nelle seguenti tabelle:

Determinazione tensione ultima di aderenza			
Caratteristiche dell'acciaio			
f_{yk}	450,00	Mpa	resistenza dell'acciaio caratteristica
f_{yd}	391,30	Mpa	resistenza dell'acciaio di progetto
Caratteristiche calcestruzzo			
R_{ck}	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

Tab. 34

Determinazione della tensione ultima di aderenza			
η_1	0,70		per l'armatura in zona superiore del plinto in zona di aderenza mediocre
η_1	1,00		per l'armatura in zona inferiore del plinto e in zona di aderenza buona
η_2	1,00		armatura sempre minore o uguale a ϕ 32
$f_{bd, sup}$	2,79	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	interfero minimo
c_1	50,00	mm	coprifero
c_d	20,00	mm	
α_1	1,00		barre dritte o con $c_d < 3\phi$
α_2	1,00	> 0,70	
K	0,00		
α_3	1,00		
α_4	1,00		
α_6	1,40		

Tab. 35

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

d=				l_{bd}	l_o
				ancoraggio	sovrapposizione
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
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
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
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
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
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

Tab. 36

Tali lunghezze sono state riportate anche negli elaborati strutturali.

7. VERIFICHE LOCALI SISTEMA DI ANCORAGGIO TRA TORRE E FONDAZIONE

7.1. VERIFICA PRESSIONI DI CONTATTO TRA LE FLANGE E CALCESTRUZZO

Per effettuare la verifica della pressione di contatto tra le flange, superiore ed inferiore dell'ancor 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'ancor 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 _{barra}	1120 mm ²	area di una barra M42
L _{barra}	3150	Distanza tra le flange
R _m	2,00 m	raggio medio dell'ancor cage
ΔC	0,13 m	Allargamento lungo direzione circonferenziale
Parametri della flangia superiore dell'ancor cage		
L	0,650 m	larghezza flangia
R _i	1,675 m	raggio interno della flangia
R _e	2,325 m	raggio esterno della flangia
A _{fl sup}	8,168 m ²	area della flangia superiore
L _{ingh}	0,770 m	larghezza all'inghisaggio
H _{coll}	0,600	altezza colletto
L _{coll}	1,370 m	larghezza cono al colletto
Parametri della flangia inferiore dell'ancor cage		
L	0,450 m	larghezza flangia
R _i	1,775 m	raggio interno della flangia
R _e	2,225 m	raggio esterno della flangia
A _{fl inf}	5,655 m ²	area della flangia inferiore
H _{C50 inf}	0,200	altezza porzione di C50/60 sopra la flangia inferiore

Lc50 inf	0,650 m	larghezza cono inferiore al C45/55
----------	---------	------------------------------------

Tab. 37

Forze di post tensione		
P _p	610 kN	Forza iniziale di post tensione
C _s	149.333 N/mm	Costante elastica della coppia di barre
C _c	1.164.133 N/mm	Costante elastica del cls compresso
p	11%	Perdita di tensione nelle barre
Z _i	1.376 KN	

Tab. 38

Di seguito la verifica allo SLU.

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

Tab. 39

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

Tab. 40

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	Mp a tensione massima di compressione agente sul calcestruzzo
f_{cd}	25,50	Mp a resistenza cilindrica a compressione di progetto
Caratteristiche calcestruzzo sopra la flangia inferiore dell'ancor cage		
$\sigma_{C,max}$	29,68	Mp a tensione massima di compressione agente sul calcestruzzo
f_{cd}	25,50	Mp a resistenza cilindrica a compressione di progetto
Caratteristiche dimensionali		
D	4,00 m	Diametro medio della gabbia di ancoraggio
n°	100	Numero di tirafondi
ΔC	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'ancor cage
$A_{C0,FS}$	0,10 m ²	area porzione di setto circolare sotto l'inghisaggio
$A_{C0,FI}$	0,06 m ²	area porzione di setto circolare sopra la flangia inferiore dell'ancor cage
$\Delta C_{e,FS}$	0,13 m	All. lungo dir. circonferenziale sotto l'inghisaggio
$L_{r,FS}$	2,31 m	All. lungo dir. radiale sotto l'inghisaggio
$\Delta C_{e,FI}$	0,13 m	All. lungo dir. circonferenziale sopra la flangia inferiore dell'ancor cage
$L_{r,FI}$	1,35 m	All. lungo dir. radiale sopra la flangia inferiore dell'ancor cage
$A_{C1,FS}$	0,29 m ²	area zona interessata sotto l'inghisaggio
$A_{C1,FI}$	0,17 m ²	area zona interessata sopra la flangia inferiore dell'ancor 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'ancor cage
$F_{Rdu,FS}$	4.273,6 7 KN	$F_{Rdu}=A_{C0,FT}*f_{cd}*(A_{C1,FT}/A_{C0,FT})^{0,5}$
$F_{Rdu,FI}$	2.497,6 0 KN	$F_{Rdu}=A_{C0,FA}*f_{cd}*(A_{C1,FA}/A_{C0,FA})^{0,5}$
Forze agenti		
$F_{Edu,FS}$	2.862,1 7 KN	forza che si esplica sotto la flangia superiore dell'ancor cage $F = \sigma_{c,max} \times A_{C0,FS}$
$F_{Edu,FI}$	1.678,6 0 KN	forza che si esplica sopra la flangia inferiore dell'ancor cage $F = \sigma_{c,max} \times A_{C0,FI}$
Verifica		
$F_{Rdu,FS}$	> $F_{Edu,FS}$	VERIFICA
$F_{Rdu,FI}$	> $F_{Edu,FI}$	VERIFICA

Tab. 41

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		
Fz t	-6.662,22 KN	Forza verticale agente
Mr 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 _{td DW}	-1.244 KN	Forza sulla coppia di barre verso il basso
P _{td UP}	1.111 KN	Forza sulla coppia di barre verso l'alto
P _{a DW}	539 KN	Forza di post tensione agente sulla singola barra per P _{td} < Z _i
P _{a UP}	610 KN	Forza di post tensione agente sulla singola barra per P _{td} < Z _i

Tab. 42

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

Tab. 43

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 _{tdFz}	-69 KN	Forza sulla coppia di barre dovuta allo Sforzo verticale
P _{tdMr}	975 KN	Forza sulla coppia di barre dovuta al Momento (+/-)
P _{td DW}	-1.044 KN	Forza sulla coppia di barre verso il basso
P _{td UP}	906 KN	Forza sulla coppia di barre verso l'alto
P _{a DW}	551 KN	Forza di post tensione agente sulla singola barra per P _{td} < Z _i
P _{a UP}	610 KN	Forza di post tensione agente sulla singola barra per P _{td} < Z _i

Tab. 44

Verifica compressione calcestruzzo		
$f_{cd \text{ SLE (90/105)}}$	40,50 MPa	resistenza caratteristica coltetto agli SLE C90/505 ($0,45 \times f_{ck \text{ 90/105}}$)
$f_{cd \text{ (C50/60)}}$	22,50 MPa	resistenza caratteristica coltetto agli SLE C50/60 ($0,45 \times f_{ck \text{ 50/60}}$)
$f_{cd \text{ (C45/55)}}$	20,25 MPa	resistenza caratteristica coltetto agli SLE C45/55 ($0,45 \times f_{ck \text{ 45/55}}$)
Verifica della flangia superiore dell'ancor cage		
$\sigma_{C \text{ max sotto flangia}}$	26,26 Mpa	tensione massima nel calcestruzzo sotto la flangia
$\sigma_{C \text{ max sotto inghisaggio}}$	22,17 Mpa	tensione massima nel calcestruzzo sotto l'inghisaggio
$\sigma_{C \text{ max sotto coltetto}}$	12,46 Mpa	tensione massima nel calcestruzzo della suola
$f_{cd \text{ (90/105)}}$	> $\sigma_{C \text{ max sotto flangia}}$	VERIFICA
$f_{cd \text{ (C50/60)}}$	> $\sigma_{C \text{ max inghisaggio}}$	VERIFICA
$f_{cd \text{ (C45/55)}}$	> $\sigma_{C \text{ max sotto coltetto}}$	VERIFICA
Verifica della flangia inferiore dell'ancor cage		
$\sigma_{C \text{ max sopra la flangia}}$	21,57 Mpa	tensione massima nel calcestruzzo
$\sigma_{C \text{ max al C45/55}}$	14,94 Mpa	tensione massima nel calcestruzzo C45/55 sopra la flangia
$f_{cd \text{ (C45/55)}}$	> $\sigma_{C \text{ max}}$	VERIFICA
$f_{cd \text{ (C50/60)}}$	> $\sigma_{C \text{ max al C45/55}}$	VERIFICA

Tab. 45

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		
$F_z \text{ t}$	-6.484,00 KN	Forza verticale agente
$M_r \text{ t}$	34.076,00 KN m	Momento agente
P_{tdFz}	-65 KN	Forza sulla coppia di barre dovuta allo Sforzo verticale
P_{tdMr}	341 KN	Forza sulla coppia di barre dovuta al Momento (+/-)
P_{tdDW}	-406 KN	Forza sulla coppia di barre verso il basso
P_{tdUP}	276 KN	Forza sulla coppia di barre verso l'alto
$P_a \text{ DW}$	587 KN	Forza di post tensione agente sulla singola barra per $P_{td} < Z_i$
$P_a \text{ UP}$	610 KN	Forza di post tensione agente sulla singola barra per $P_{td} < Z_i$
Azioni massime a fatica		
$F_z \text{ t}$	-6.622,00 KN	Forza verticale agente
$M_r \text{ t}$	78.192,00 KN m	Momento agente
P_{tdFz}	-66 KN	Forza sulla coppia di barre dovuta allo Sforzo verticale
P_{tdMr}	782 KN	Forza sulla coppia di barre dovuta al Momento (+/-)
P_{tdDW}	-848 KN	Forza sulla coppia di barre verso il basso
P_{tdUP}	716 KN	Forza sulla coppia di barre verso l'alto
$P_a \text{ DW}$	562 KN	Forza di post tensione agente sulla singola barra per $P_{td} < Z_i$
$P_a \text{ UP}$	610 KN	Forza di post tensione agente sulla singola barra per $P_{td} < Z_i$

Tab. 46

Verifiche del calcestruzzo			
$f_{cd\ fat\ (C90/105)}$	39,53 MPa	resistenza di progetto a fatica inghisaggio C90/105	
$f_{cd\ fat\ (C50/60)}$	24,79 MPa	resistenza di progetto a fatica colletto C50/60	
$f_{cd\ fat\ (C45/55)}$	22,63 MPa	resistenza di progetto a fatica colletto C45/55	
Verifica della flangia superiore dell'ancor cage			
$\sigma_C\ max\ sotto\ flangia$	24,14	tensione massima nel calcestruzzo sotto la flangia	
$\sigma_C\ max\ inghisaggio$	20,38 MPa	tensione massima nel calcestruzzo sotto l'inghisaggio	
$\sigma_C\ max\ suola$	11,45 MPa	tensione massima nel calcestruzzo della suola	
$\sigma_C\ min\ sotto\ flangia$	19,34 MPa	tensione minima nel calcestruzzo sotto l'inghisaggio	
$\sigma_C\ min\ inghisaggio$	16,32	tensione minima nel calcestruzzo sotto l'inghisaggio	
$\sigma_C\ min\ suola$	9,17	tensione minima nel calcestruzzo della suola	
η_c	0,91		
$S_{cd,\ max\ flangia}$	0,56	livello massimo delle tensioni di compressione C90/105	
$S_{cd,\ min\ flangia}$	0,44	livello minimo delle tensioni di compressione C90/105	
$Y\ flangia$	0,72		
$S_{cd,\ max\ inghisaggio}$	0,75	livello massimo delle tensioni di compressione C50/60	
$S_{cd,\ min\ inghisaggio}$	0,60	livello minimo delle tensioni di compressione C50/60	
$Y\ inghisaggio$	0,78		
$S_{cd,\ max\ suola}$	0,46	livello massimo delle tensioni di compressione C45/55	
$S_{cd,\ min\ suola}$	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) $\log N_1 =$	12,62	$\log N = 15,03 > 6$	VERIFICA
(MC10 eq. 7.4.7b) $\log N_2 =$	15,03		
$\sigma_C\ max =$	24,14 <	54,00 = $0,6 \times f_{ck(C90/105)}$	VERIFICA
$(\sigma_C\ max + \sigma_C\ min)/2 =$	21,74 <	45,00 = $0,5 \times f_{ck(C90/105)}$	VERIFICA
Verifica nel calcestruzzo sotto l'inghisaggio C50/60			
(MC10 eq. 7.4.7a) $\log N_1 =$	8,99	$\log N = 9,08 > 6$	VERIFICA
(MC10 eq. 7.4.7b) $\log N_2 =$	9,08		
$\sigma_C\ max =$	20,38 <	30,00 = $0,6 \times f_{ck(C50/60)}$	VERIFICA
$(\sigma_C\ max + \sigma_C\ min)/2 =$	18,35 <	25,00 = $0,5 \times f_{ck(C50/60)}$	VERIFICA
Verifica nel calcestruzzo della suola C32/40			
(MC10 eq. 7.4.7a) $\log N_1 =$	13,76	$\log N = 18,07 > 6$	VERIFICA
(MC10 eq. 7.4.7b) $\log N_2 =$	18,07		
$\sigma_C\ max =$	11,45 <	27,00 = $0,6 \times f_{ck(C45/55)}$	VERIFICA
$(\sigma_C\ max + \sigma_C\ min)/2 =$	10,31 <	22,50 = $0,5 \times f_{ck(C45/55)}$	VERIFICA
Verifica della flangia inferiore dell'ancor cage			
$\sigma_C\ max\ sopra\ la\ flangia$	20,76 MPa	tensione massima nel calcestruzzo sopra la flangia inferiore	
$\sigma_C\ max\ al\ C45/55$	14,37 MPa	tensione massima nel calcestruzzo C45/55 sopra la flangia	
$\sigma_C\ min\ sopra\ la\ flangia$	19,87 MPa	tensione minima nel calcestruzzo sopra la flangia inferiore	
$\sigma_C\ min\ al\ C45/55$	13,76 MPa	tensione minima nel calcestruzzo C45/55 sopra la flangia	
$f_{cd\ fat\ (C50/60)}$	24,79 MPa	resistenza di progetto a fatica C50/60	
$f_{cd\ fat\ (C45/55)}$	22,63 MPa	resistenza di progetto a fatica C45/55	
η_c	0,98		
$S_{cd,\ max\ (C50/60)}$	0,82 MPa	livello massimo delle tensioni di compressione	
$S_{cd,\ min\ (C50/60)}$	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		

Tab. 47

Verifica nel calcestruzzo sopra la flangia C50/60					
(MC10 eq. 7.4.7a) Log N ₁ =	8,79	Log N =	8,95	> 6	VERIFICA
(MC10 eq. 7.4.7b) 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) Log N ₁ =	13,40	Log N =	20,09	> 6	VERIFICA
(MC10 eq. 7.4.7b) 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

Tab. 48

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

7.2. 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'ancor 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'ancor 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 θ	2,34	
θ	67 °	Angolo di inclinazione dei puntone
h	1,58 m	
z=h/2	0,79 m	
d	0,95 m	
Caratteristiche dimensionali flangia inferiore dell'ancor 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 θ	2,22	
θ	66 °	Angolo di inclinazione dei puntone
h	1,58 m	

Caratteristiche geometriche e dei materiali		
Caratteristiche dell'acciaio		
z=h/2	0,79 m	
d	0,95 m	
Caratteristiche armatura presente per la flangia superiore		
ϕ	20 mm	diametro di armatura per la flangia superiore
n	300	numero barre totali
A	1885 mm ²	Area di armatura per la flangia superiore
Caratteristiche armatura presente per la flangia inferiore		
ϕ	20 mm	diametro di armatura per la flangia inferiore
n	300	numero barre totali
A	1885 mm ²	Area di armatura per la flangia inferiore

Tab. 49

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

Tab. 50

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

Verifica SLE – combinazione caratteristica		
Azione agente		
$\sigma_{c \max}$	24,00 Mpa	forza che si esplica sotto la flangia superiore dell'ancor cage
F _{FS}	2322,35 KN	forza max che si esplica sotto l'inghisaggio $F = \sigma_{c \max} \times A_{C0, FT}$
$\sigma_{c \max}$	21,57 Mpa	tensione max agente sul calcestruzzo sopra la flangia inferiore dell'ancor cage
F _{FI}	1220,00 KN	forza max che si esplica sopra la flangia inferiore dell'ancor cage $F = \sigma_{c \max} \times A_{C0, FA}$
Caratteristiche acciaio		
f _{yd SLE}	360 MPa	resistenza dell'acciaio di progetto agli SLE (0,8xfyk)
Forza di trazione corrispondente agente nei tiranti sotto la flangia della torre		
T _{FS}	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

$f_{yd\ SLE} > \sigma_{s\ max}$	VERIFICA	
Forza di trazione corrispondente agente nei tiranti sopra la flangia inferiore dell'ancor cage		
T_{FI}	244,00 KN	$T=F/4 \times (1-0,7xa/h)$
$\sigma_{s\ max}$	129,45 MPa	tensione massima nell'acciaio dei tiranti sopra la flangia inferiore dell'ancor cage
$f_{yd\ SLE} > \sigma_{s\ max}$	VERIFICA	

Tab. 51

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

Di seguito la a fatica.

Verifica a fatica		
Azione agente sotto la flangia superiore dell'ancor 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 $F = \sigma_{c\ max} \times A_{CO, FT}$
$\sigma_{c\ min}$	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 $F = \sigma_{c\ min} \times A_{CO, FT}$
ΔF_{FS}	464,64 KN	variazione dell'Azione che si esplica sotto la flangia ($F_{max}-F_{min}$)
Azione agente sopra la flangia inferiore dell'ancor 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 $F = \sigma_{c\ max} \times A_{CO, FA}$
$\sigma_{c\ min}$	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 $F = \sigma_{c\ min} \times A_{CO, FA}$
ΔF_{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'ancor cage		
ΔT_{FS}	82,60 KN	$T=F/4 \times (1-0,7xa/h)$
$\Delta\sigma_{s\ max}$	43,82 MPa	escursione di tensione massima nell'acciaio dei tiranti sotto la flangia
$\Delta\sigma_{Rsd}$ (dritte)	> $\Delta\sigma_{s\ max}$	VERIFICA

Tab. 52

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

Tab. 53

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

7.3. 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 colpetto come una sezione in c.a. .

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

Tab. 54

Di seguito la verifica allo SLU.

The screenshot shows a software interface for structural analysis. Key sections include:

- Sezione circolare cava:** Raggio esterno 300 [cm], Raggio interno 100 [cm], N* barre uguali 0, Diametro barre 0 [cm], Coprifero (baric.) 0 [cm].
- N* barre:** 400. A table lists bar positions:

N*	As [cm ²]	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
- Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n. N_{Ed} 8711 [kN], M_{xEd} 176571 [kNm], M_{yEd} 0 [kNm].
- Materiali:** B450C (E_{su} 67,5‰, f_{yd} 391,3 N/mm², E_s 200.000 N/mm², E_s/E_c 15, E_{syd} 1,957‰, $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²), C45/55 (E_{c2} 2‰, ϵ_{cu} 3,5, f_{cd} 25,5, E_s/E_c 15, $\sigma_{c,adm}$ 16, τ_{c0} 0,9333, τ_{c1} 2,543).
- P.to applicazione N:** Centro, Baricentro cls, Coord. [cm].
- Calcolo:** Metodo di calcolo S.L.U.+, Tipo flessione Retta, Vertici: 50, N* rett. 100, Calcola MRd, Dominio M-N, L_o 0 cm, Col. modello, M-curvatura, Precompresso.

Fig. 19

Il momento resistente della sezione (M_{Rd}) risulta maggiore del momento agente (M_{Ed}), 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.

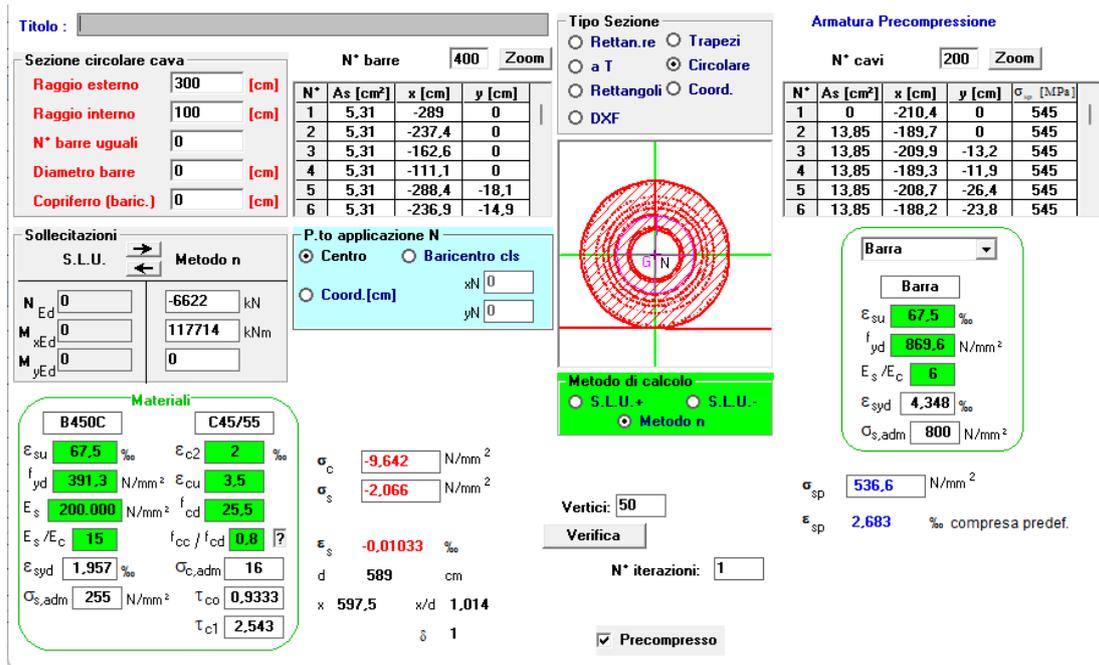


Fig. 20

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

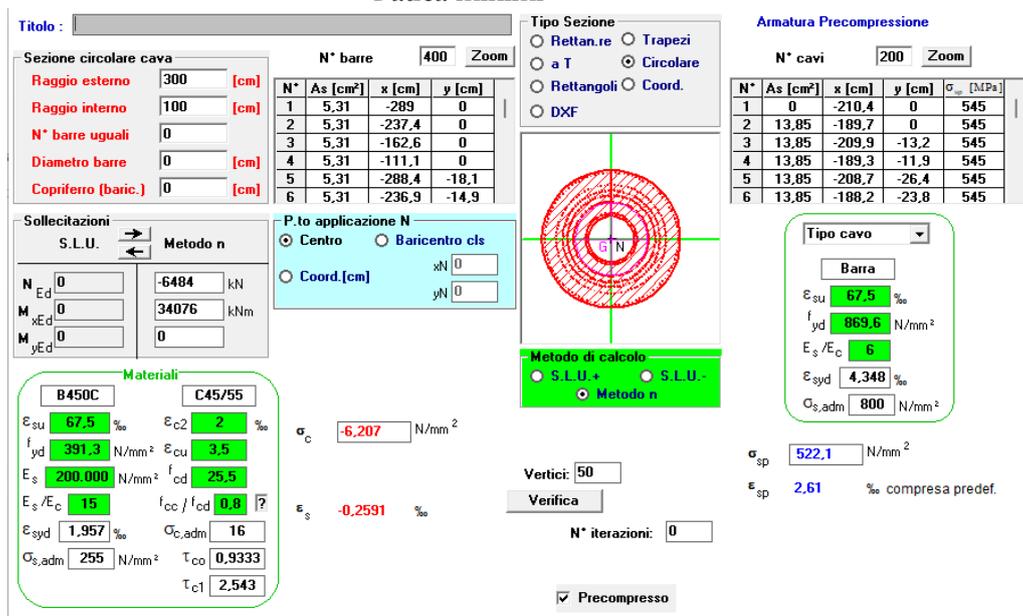


Fig. 21

Fatica massimi

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

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

Armatura Precompressione
 N° cavi: 200

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ_{sp} [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_{Ed}: 0 -6622 kN
 M_{xEd}: 0 78192 kNm
 M_{yEd}: 0 0

Materiali
 B450C: ϵ_{su} 67,5%, f_{yd} 391,3 N/mm², E_s 200.000 N/mm², E_s/E_c 15, ϵ_{syd} 1,957%, $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²
 C45/55: ϵ_{c2} 2%, ϵ_{cu} 3,5, f_{cd} 25,5, f_{cc}/f_{cd} 0,8, $\sigma_{c,adm}$ 16, τ_{co} 0,9333, τ_{c1} 2,543

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

Verifica
 Vertici: 50
 N° iterazioni: 0
 Precompresso

Stress Results:
 σ_c : -8,017 N/mm²
 ϵ_s : -0,1278 ‰
 σ_{sp} : 529,7 N/mm²
 ϵ_{sp} : 2,649 ‰ compresa predef.

Fig. 22

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	
$\sigma_{s\ fat\ max}$	118,50 Mpa	tensione massima nella barra dell'ancor cage maggiormente sollecitata	
$\sigma_{s\ fat\ min}$	92,40 Mpa	tensione minima nella barra dell'ancor cage maggiormente sollecitata	
$\Delta\sigma_{Rsd}$ (dritte)	101,69 Mpa	escursione ammissibile nell'acciaio - verifiche a fatica barre dritte	
$\Delta\sigma_{Rsd}$ (piegate)	54,10 Mpa	barre piegate	$\phi= 26$ D= 182
VERIFICA			
$\Delta\sigma_{s\ max}$	26,10 MPa	escursione di tensione massima nelle armature di collegamento	
$\Delta\sigma_{Rsk}$ (piegate)	> $\Delta\sigma_{s\ max}$	VERIFICA	

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

8. VERIFICHE GLOBALI PLINTO DI FONDAZIONE

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

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

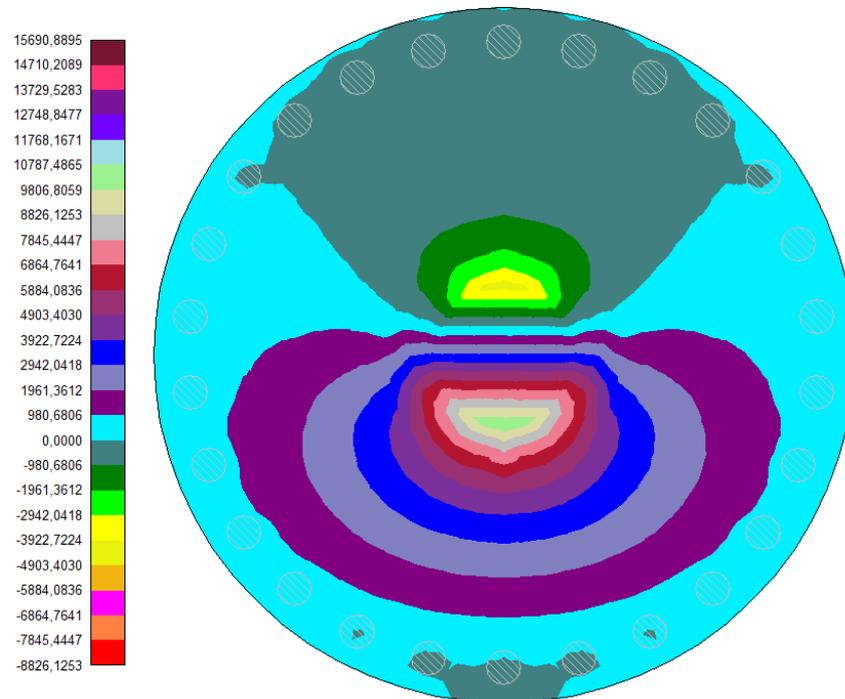


Fig. 23

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

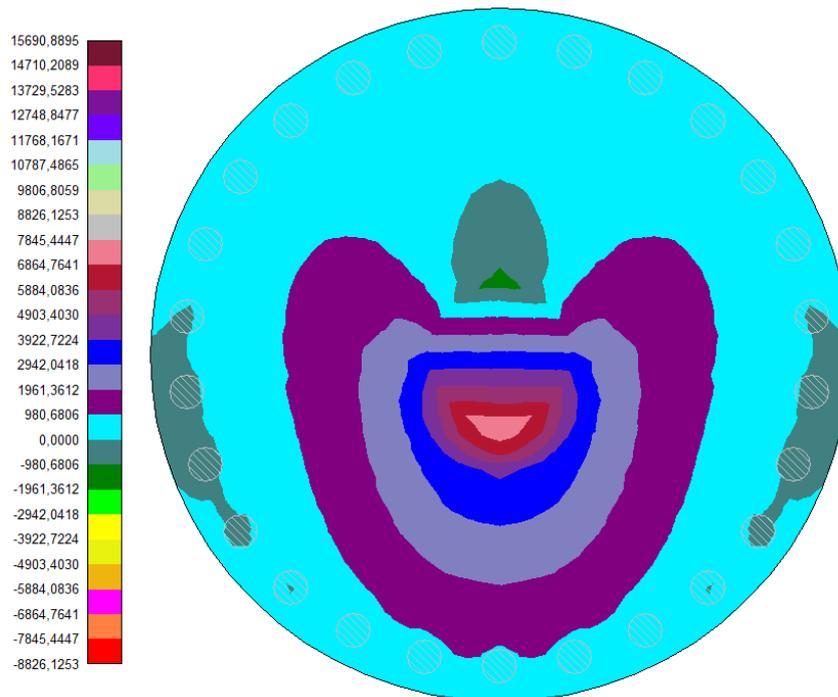


Fig. 24

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

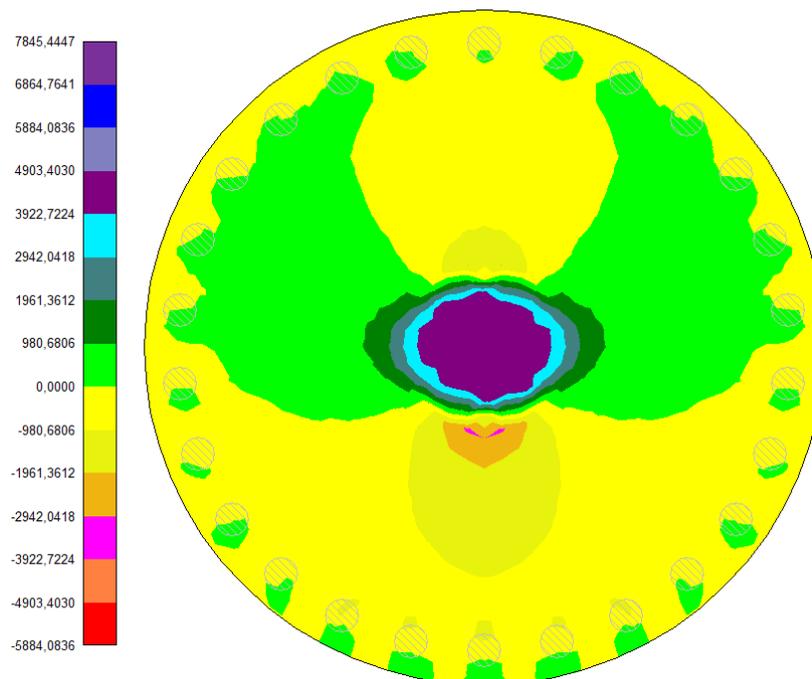


Fig. 25

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.

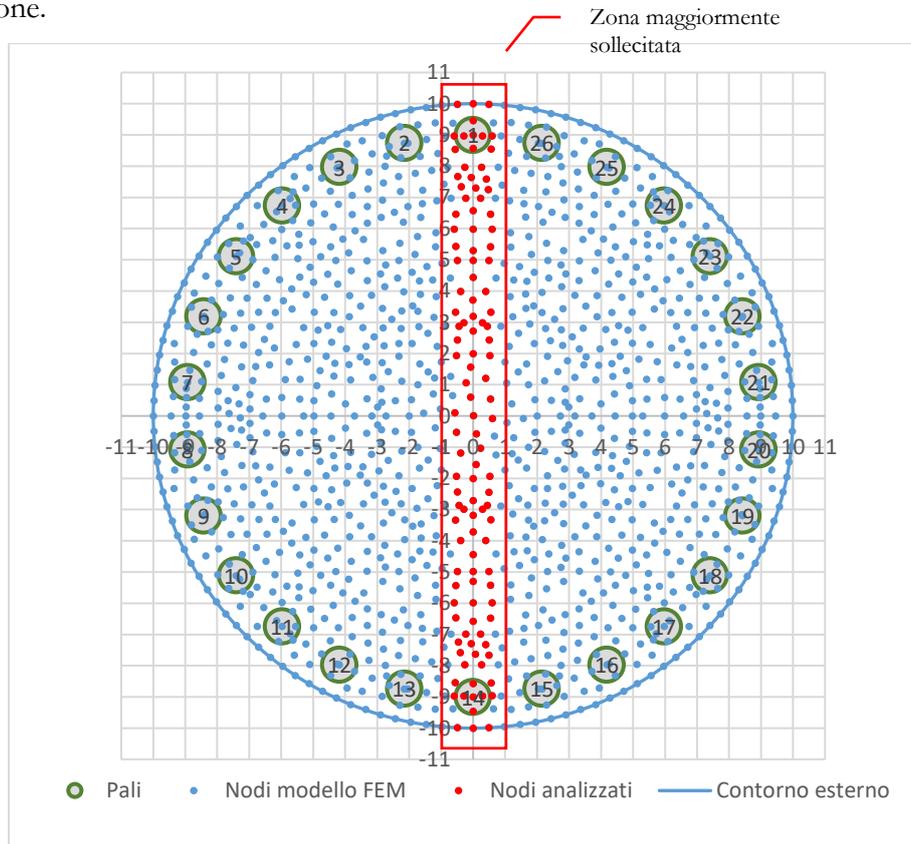


Fig. 26

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.

8.1. 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)

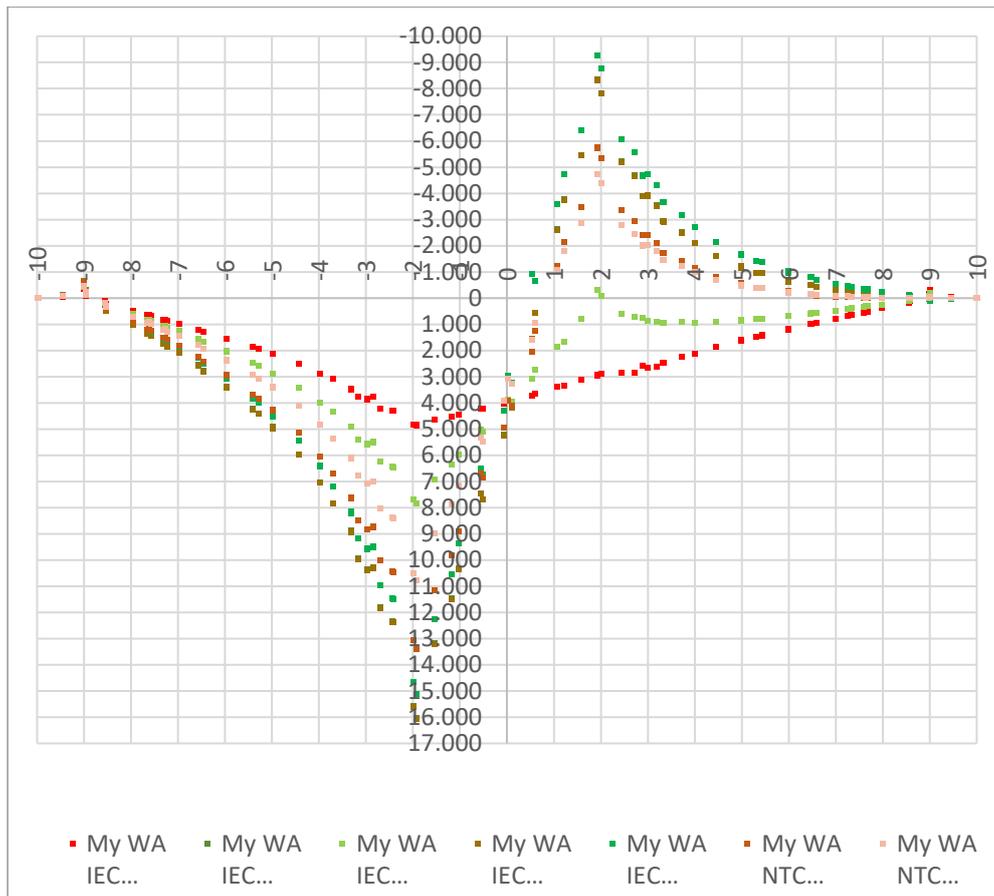


Fig. 27

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

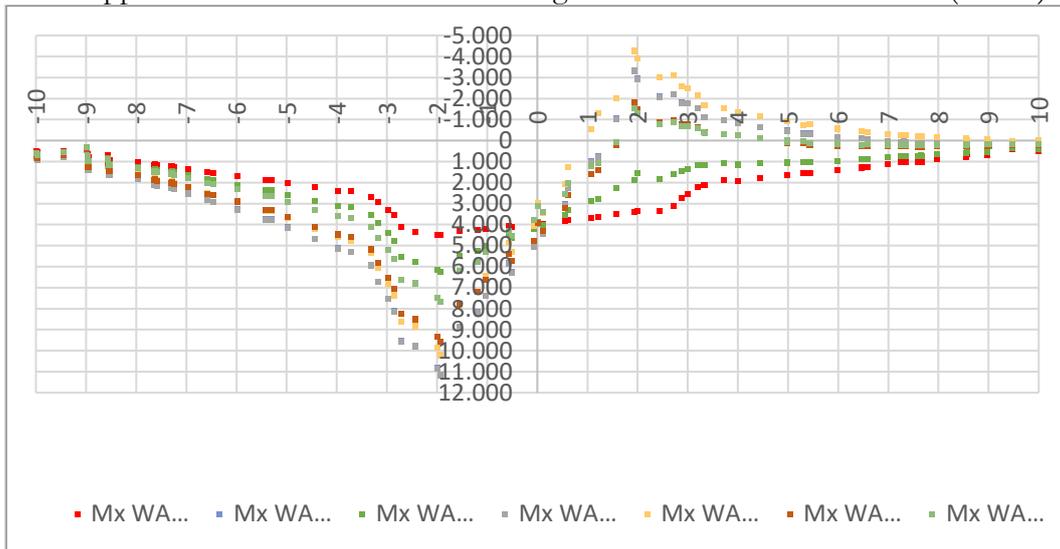


Fig. 28

Inviluppo del taglio agente sulla fascia di fondazione (KN)

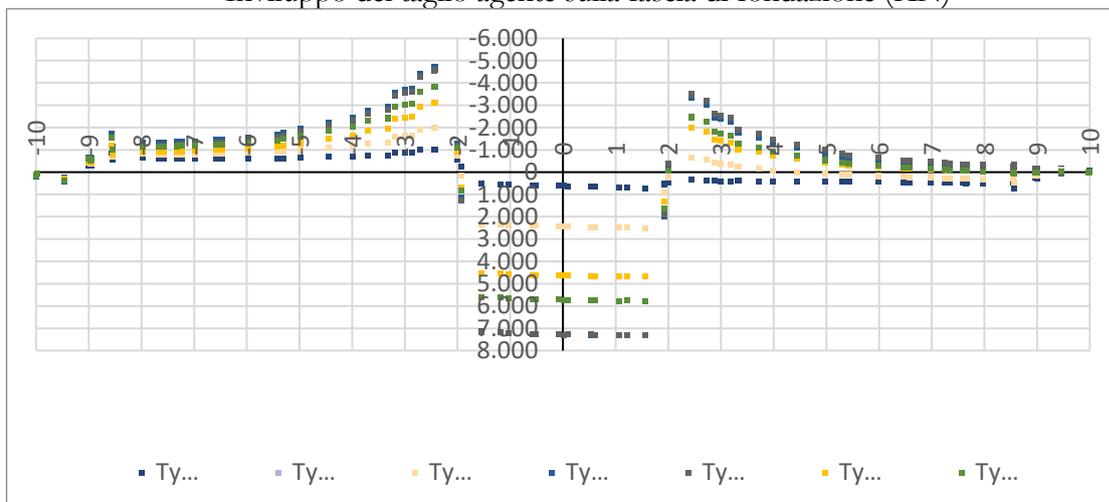


Fig. 29

SLE combinazioni Quasi Permanente e Caratteristica

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

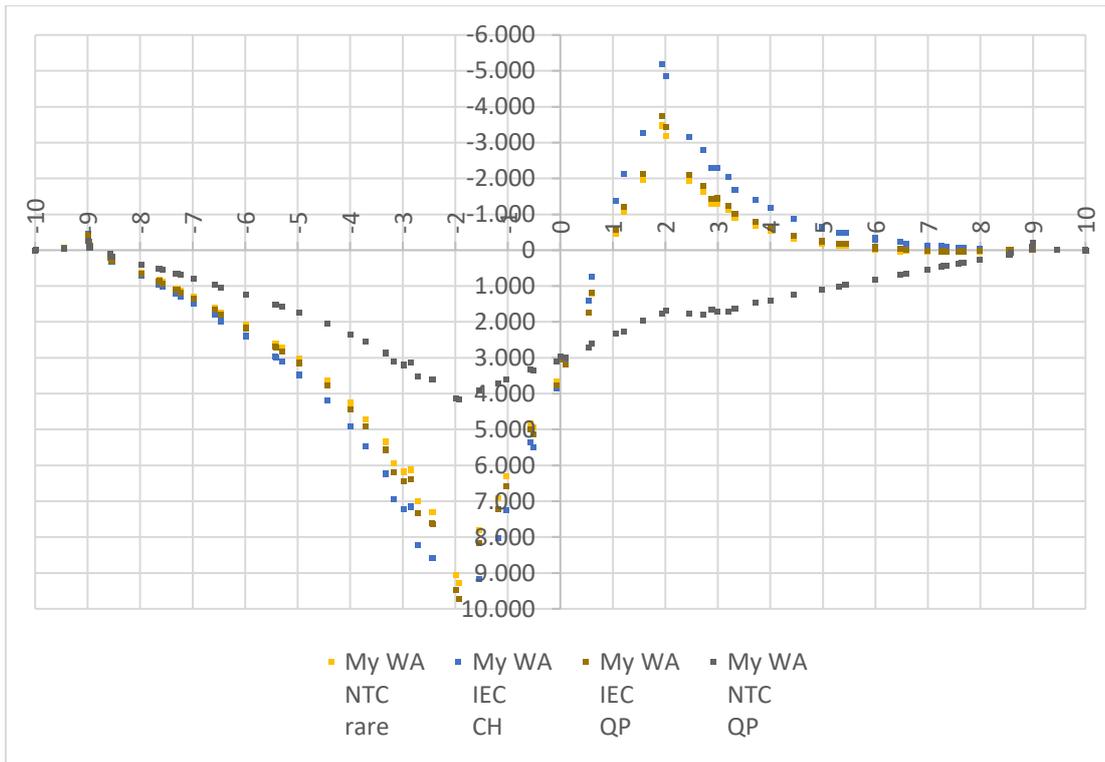


Fig. 30

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

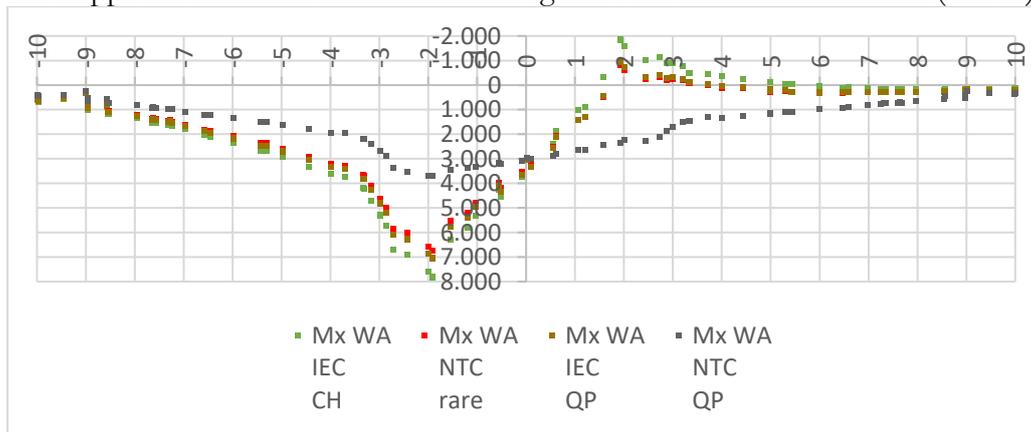


Fig. 31

Carichi a fatica

Momento radiale agente sulla fascia di fondazione (KN m)

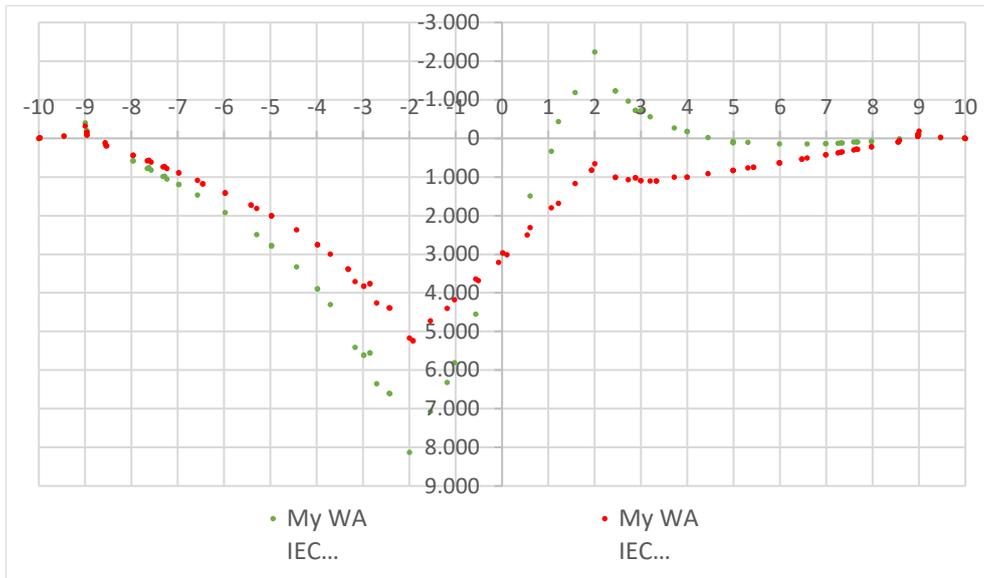


Fig. 32

Momento circonferenziale agente sulla fascia di fondazione (KN m)

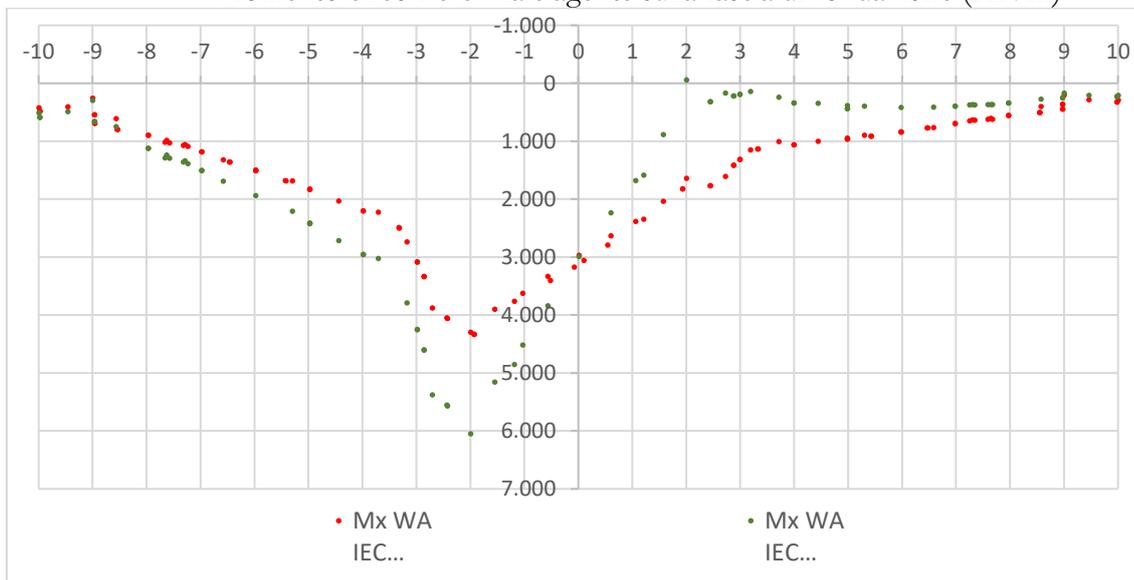


Fig. 33

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.

8.2. VERIFICA PRESSO-FLESSIONE AGLI SLU

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

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

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

Momento Ultimo Resistente radiale inferiore									
y (-)	y (+)	C	$\phi_{r, inf}$	$n_{r, inf}$	$\phi_{r, inf}$	$n_{r, inf}$	H (M _{inf})	A _{f, inf}	M _{rd, r inf}
[m]	[m]	[m]	[mm]		[mm]		[mm]	[mm ² /m]	[kN*m]
-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

Tab. 55

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]
-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

Tab. 56

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

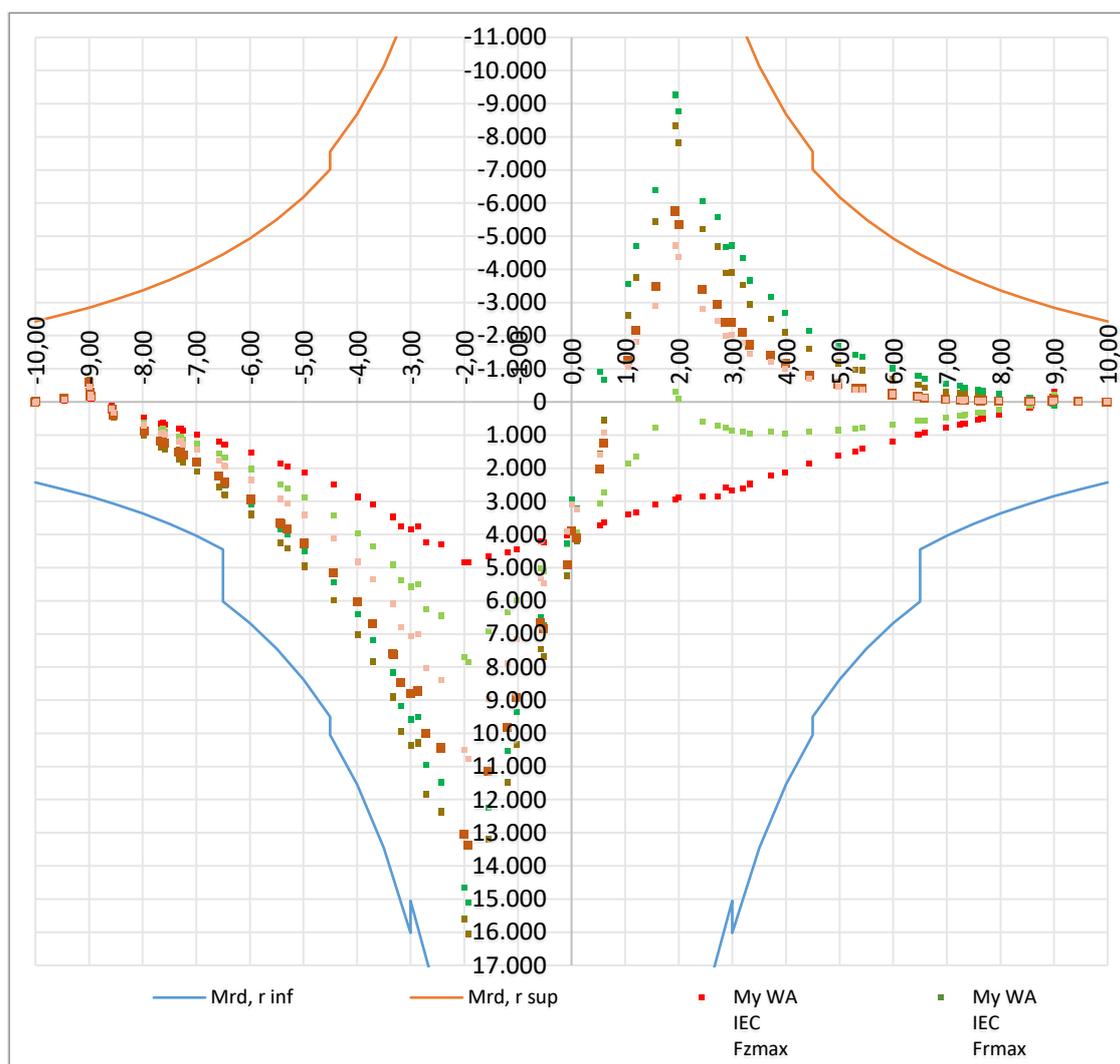


Fig. 34

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]
-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
-8,50	8,50	26	120	2000	4424,41	3.261,70

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]
-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

Tab. 57

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]
-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

Tab. 58

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

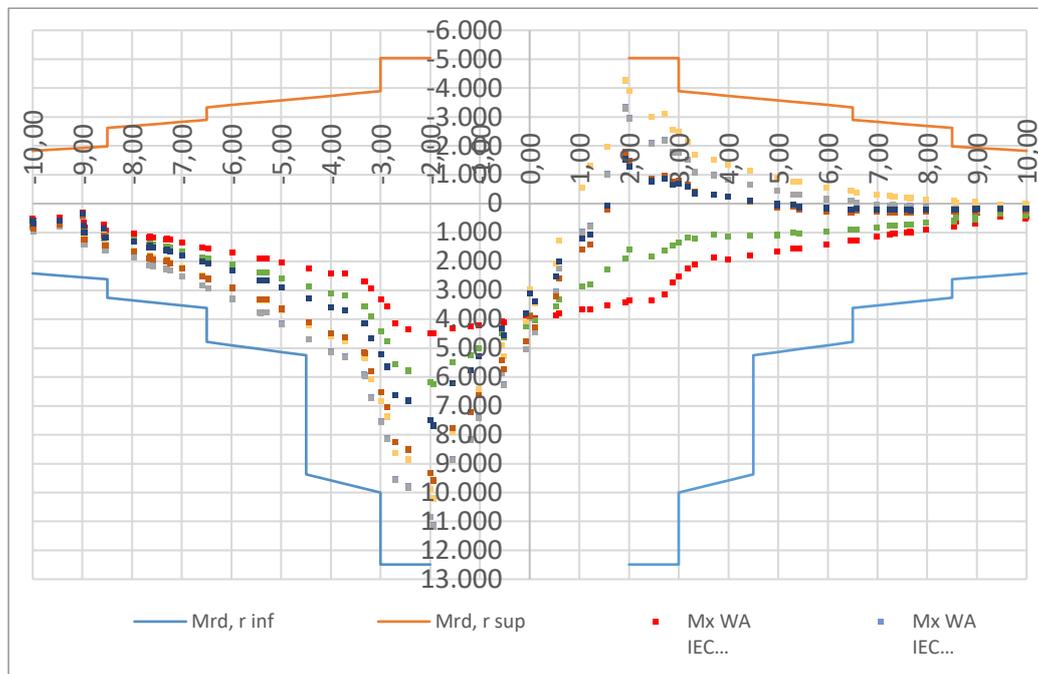


Fig. 35

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

8.3. VERIFICA TAGLIO AGLI SLU

Le verifiche a taglio sono state eseguite in accordo con quanto disposto dall'Eurocodice 2 al paragrafo 6.2. Il procedimento consiste nel confrontare il valore dell'azione a taglio massima resistente (V_{Rd}) dell'elemento, con il valore di sforzo di taglio di progetto (V_{Ed}) che vi agisce. La prima parte della verifica vede confrontarsi il valore di taglio agente di progetto con la resistenza a taglio di progetto dell'elemento privo di armatura a taglio ($V_{Rd,c}$).

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

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

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

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

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

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

Tab. 59

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	ρ_r	V_{min}	$V_{rdc, sup}$
[m]	[m]	[m]	[mm ² /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

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]
-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

Tab. 60

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]
-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	7446,15	2210	2130	1,31	0,003	0,351	836,70
-5,80	5,80	36,44	8066,67	2270	2190	1,30	0,004	0,349	872,55
-5,30	5,30	33,30	8800,00	2320	2240	1,30	0,004	0,348	909,47
-4,80	4,80	30,16	9680,00	2370	2290	1,30	0,004	0,346	950,34
-4,30	4,30	27,02	10755,56	2420	2340	1,29	0,005	0,345	996,14
-3,80	3,80	23,88	12800,00	2470	2390	1,29	0,005	0,344	1.068,07
-3,30	3,30	20,73	14628,57	2520	2440	1,29	0,006	0,343	1.129,59
-3,00	3,00	18,85	17066,67	2550	2470	1,28	0,007	0,342	1.197,25
-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

Tab. 61

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]
-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

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]
-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

Tab. 62

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]
-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

Tab. 63

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

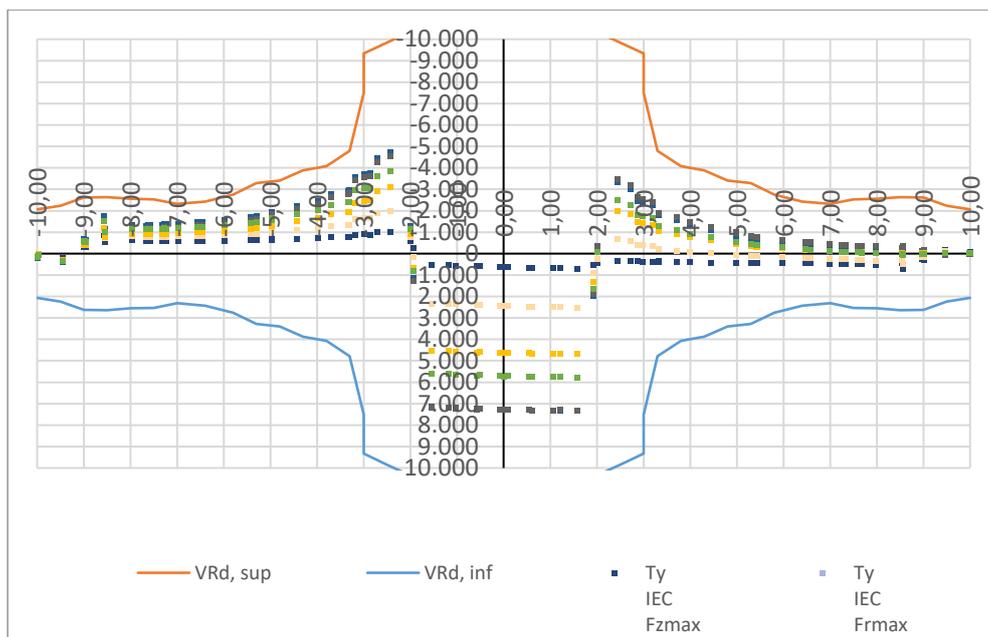


Fig. 36

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

8.4. 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:

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

$$\sigma_{CSLE R} \leq 27,00 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{CSLE QP} \leq 20,25 \text{ Mpa}$$

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 _{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]	
10,00	-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+12	4,48	196,86	VERIFICA
2,50	-2,50	3150	15360,00	15360,00	8583,27	829,11	1,48E+12	4,82	195,44	VERIFICA
2,00	-2,00	3150	19200,00	19200,00	9710,80	888,98	1,79E+12	4,82	177,22	VERIFICA

Tab. 64

Tensione nel calcestruzzo inferiore e nell'acciaio superiore dovuta al momento radiale che tende le fibre superiori										
y (-)	y (+)	H(M _{sup})	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]	
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

Tensione nel calcestruzzo inferiore e nell'acciaio superiore dovuta al momento radiale che tende le fibre superiori										
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+11	1,43	46,54	VERIFICA
2,50	-2,50	2550	15360,00	15360,00	-3158,03	829,11	1,48E+11	1,77	52,65	VERIFICA
2,00	-2,00	2550	19200,00	19200,00	-5207,85	888,98	1,79E+11	2,58	68,90	VERIFICA

Tab. 65

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}	$\sigma_{C SLE R inf}$	$\sigma_{S SLE R inf}$	$\sigma_{C SLE R} < \sigma_{C max SLE QP}$ $\sigma_{S SLE R} < \sigma_{S max SLE R}$
[m]	[m]	[mm]	[mm ² /m]	[mm ² /m]	[kN*m]	[mm]	[mm ⁴]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]
-10,00	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	432,05	2,23E+11	4,06	237,68	VERIFICA
-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+12	4,02	175,68	VERIFICA
-2,50	2,50	3150	10618,58	5309,29	6905,60	784,70	1,03E+12	5,25	229,28	VERIFICA
-2,00	2,00	3150	10618,58	5309,29	7814,05	784,70	1,03E+12	5,94	259,44	VERIFICA

Tab. 66

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]
-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

Tab. 67

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.

8.5. 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, σ_{max} e σ_{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 $\zeta = 0,35+0,26 D/\phi$, in cui D è il diametro del mandrino e ϕ 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 ϕ)	54,10 Mpa	(per barre con $\phi > 16$ piegate con D=7 ϕ)
$\Delta\sigma_{Rsk}$ (piegate $\phi 32$ 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 _{inf})	H(M _{sup})	A _{f, inf}	A _{f, sup}	M _{fat min}	M _{fat max}	X _{inf}	J _{inf}	X _{sup}	J _{sup}
[m]	[mm]	[mm]	[mm ² /m]	[mm ² /m]	[kN*m]	[kN*m]	[mm]	[mm ⁴]	[mm]	[mm ⁴]
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

Caratteristiche delle sezioni soggette a momento radiale positivo e negativo										
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

Tab. 68

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	$\sigma_{c\ inf, min}$	$E_{cd, min, equ}$	$\sigma_{c\ inf, max}$	$E_{cd, max, equ}$	Requ	(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

Escursione di tensione dovuta al momento radiale che tende le fibre inferiori nel calcestruzzo e nell'acciaio												
-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

Tab. 69

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						
	σ_s sup, min [Mpa]	σ_s sup, max [Mpa]	$\Delta\sigma_s$ sup, max [Mpa]	$\Delta\sigma_{Rsd}$ [Mpa]	verificato	σ_c sup, min [Mpa]	$E_{cd,min,eq}$	σ_c sup, max [Mpa]	$E_{cd,max,eq}$	R_{equ}	(1) < 1	(2) > $E_{cd,max,eq}$
10,00	0,00	0,08	0,08	54,10	SI	0,00	0,00	0,01	0,00	0,00	0,43	0,50
9,50	-4,97	0,00	4,97	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
9,00	-26,77	-8,05	18,72	54,10	SI	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,43	0,50
8,50	1,37	2,47	1,10	54,10	SI	0,12	0,01	0,21	0,01	0,56	0,30	0,50
8,00	1,91	5,48	3,58	54,10	SI	0,16	0,01	0,46	0,02	0,35	0,37	0,50
7,50	2,18	7,11	4,93	54,10	SI	0,18	0,01	0,58	0,03	0,31	0,38	0,50
7,00	3,07	9,54	6,47	54,10	SI	0,25	0,01	0,78	0,03	0,32	0,39	0,50
6,50	3,02	11,24	8,22	54,10	SI	0,24	0,01	0,91	0,04	0,27	0,41	0,50
6,50	2,79	10,37	7,58	101,69	SI	0,22	0,01	0,81	0,04	0,27	0,40	0,50
6,00	2,59	11,53	8,94	101,69	SI	0,20	0,01	0,90	0,04	0,22	0,42	0,50
6,00	2,59	11,53	8,94	101,69	SI	0,20	0,01	0,90	0,04	0,22	0,42	0,50
5,50	1,73	12,95	11,22	101,69	SI	0,13	0,01	1,00	0,04	0,13	0,44	0,50
5,50	1,73	12,95	11,22	101,69	SI	0,13	0,01	1,00	0,04	0,13	0,44	0,50
5,00	1,69	13,02	11,33	101,69	SI	0,13	0,01	1,00	0,04	0,13	0,45	0,50
4,50	-1,39	13,20	14,58	101,69	SI	0,00	0,00	1,01	0,04	0,00	0,47	0,50
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
-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

Escursione di tensione dovuta al momento radiale che tende le fibre superiori nel calcestruzzo e nell'acciaio												
-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

Tab. 70

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 _{inf})	H(M _{sup})	A _{f, inf}	A _{f, sup}	M _{fat min}	M _{fat max}	X _{inf}	J _{inf}	X _{sup}	J _{sup}
[m]	[mm]	[mm]	[mm ² /m]	[mm ² /m]	[kN*m]	[kN*m]	[m]	[mm]	[mm]	[mm ² /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

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 _{inf})	H(M _{sup})	A _{f, inf}	A _{f, sup}	M _{fat min}	M _{fat max}	X _{inf}	J _{inf}	X _{sup}	J _{sup}
[m]	[mm]	[mm]	[mm ² /m]	[mm ² /m]	[kN*m]	[kN*m]	[m]	[mm]	[mm]	[mm ² /m]
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

Tab. 71

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						
	σ _{s inf, min}	σ _{s inf, max}	Δσ _{s inf, max}	Δσ _{Rsk}	verificato	σ _{c inf, min}	E _{cd, min, equ}	σ _{c inf, max}	E _{cd, max, equ}	Requ	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

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						
	$\sigma_{s\ inf, \ min}$ [Mpa]	$\sigma_{s\ inf, \ max}$ [Mpa]	$\Delta\sigma_{s\ inf, \ max}$ [Mpa]	$\Delta\sigma_{Rsk}$ [Mpa]	verificato	$\sigma_{c\ inf, \ min}$ [Mpa]	$E_{cd, \ min, \ equ}$	$\sigma_{c\ inf, \ max}$ [Mpa]	$E_{cd, \ max, \ equ}$	R_{equ}	1) < 1	2) > $E_{cd, \ max, \ equ}$
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

Tab. 72

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]	$E_{cd, \ max, \ equ}$	R_{equ}	1) < 1	2) > $E_{cd, \ max, \ equ}$
-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

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						
	σ_s sup, min [Mpa]	σ_s sup, max [Mpa]	$\Delta\sigma_s$ sup, max [Mpa]	$\Delta\sigma_{Rsk}$ [Mpa]	verificato	σ_c sup, min [Mpa]	$E_{cd,min,eq}$	σ_c sup, max [Mpa]	$E_{cd,max,eq}$	Req _u	1) < 1	2) > $E_{cd,max,eq}$
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

Tab. 73

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.

8.6. 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.

8.6.1. 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'ancor cage		
L	0,650	larghezza flangia
R _{m FS}	2,000 m	raggio medio della flangia inferiore torre
R _{i FS}	1,675 m	raggio interno della flangia inferiore torre
R _{e FS}	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

Tab. 74

Caratteristiche dimensionali della sezione di riferimento		
c	4,450 m	Diametro esterno flangia ancor cage
l _H	0,675 m	distanza tra raggio esterno ancor 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

Tab. 75

Caratteristiche armatura		
r _{cont}	7,940 m	raggio del perimetro di rottura
A _{slr}	44,50 cm ² /m	Area di armatura radiale inferiore al metro
hr	2,05 m	altezza netta sezione al perimetro di rottura
ρ _r	0,002 < 0,02	A _{sl} / b _w d considerando un a base b _w pari a 1m
A _{slc}	44,24 cm ² /m	Area armatura circonferenziale inferiore al metro
hc	2,05 m	altezza netta sezione al perimetro di rottura
ρ _c	0,002 < 0,02	A _{sl} / b _w d considerando un a base b _w pari a 1m

Tab. 76

Coefficienti per la verifica a punzonamento per elementi che non presentano specifiche armature		
C _{Rd,c}	0,12	0,18 / γ _c
k	1,28 < 2	1+√200/d rispetto a d altezza utile minore tra dir x e dir y
k ₁	0,10	
σ _{cp}	0,00 Mpa	N _{ed} / A _c
ρ _l	0,002 < 0,02	radq(ρ _x ρ _y)
v _{min} (C32/40)	0,34 MPa	0,035 k ^{3/2} f _{ck} ^{1/2}
β	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} = β V _{ed} / u ₀ d _u)
v _{Ed} (u ₁)	0,257 Mpa	al perimetro di verifica (v _{ed} = β V _{ed} / u ₁ d _u)

Tab. 77

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

Tab. 78

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.

8.6.2. 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.

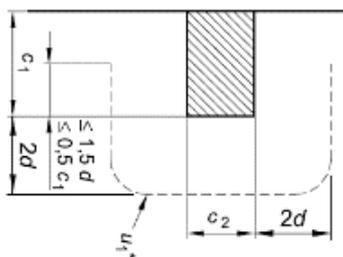


Fig. 37

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	

Tab. 79

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 ² /m	area di armatura radiale superiore al metro
h_r	2,350		altezza netta sezione al perimetro di rottura
ρ_r	0,003	< 0,02	$A_{sl} / b_w d$ considerando un a base b_w pari a 1m
ϕ_c	26	mm	diametro barre armatura circonferenziale superiore
A_{slc}	40,84	cm ² /m	area armatura circonferenziale superiore al metro
h_c	2,350		altezza netta sezione al perimetro di rottura
ρ_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 / γ_c
k	1,33	< 2	$1 + \sqrt{200/d}$ rispetto a d altezza utile minore tra x e y
k_1	0,10		
σ_{cp}	0,00	Mpa	N_{ed} / A_c
ρ_l	0,002	< 0,02	$\rho_x \rho_y$
v_{min}	0,36	MPa	$0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$

Tab. 80

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)
β	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 ($v_{ed} = \beta V_{ed} / u_1^* d_u$)

Tab. 81

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 $v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$	VERIFICA

Tab. 82

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.

8.7. VERIFICA PALI DI FONDAZIONE

Le verifiche strutturali complete relative agli SLU e 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 dai 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]
 Coprifero (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_{Ed}: 0 kN
 M_{Ed}: 0 kNm
 M_{yEd}: 0

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

Materiali
 B450C C25/30
 E_{su}: 67,5 ‰ E_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391,3 N/mm² E_{cu}: 3,5 ‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 14,17 ‰
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8 [?]
 E_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 9,75 ‰
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6
 τ_{c1}: 1,829

M_{xRd}: 1,513 kN m
 σ_c: -14,17 N/mm²
 σ_s: 391,3 N/mm²
 ε_c: 3,5 ‰
 ε_s: 9,163 ‰
 d: 92,7 cm
 x: 25,62 x/d: 0,2764
 δ: 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
 L₀: 0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

Fig. 38

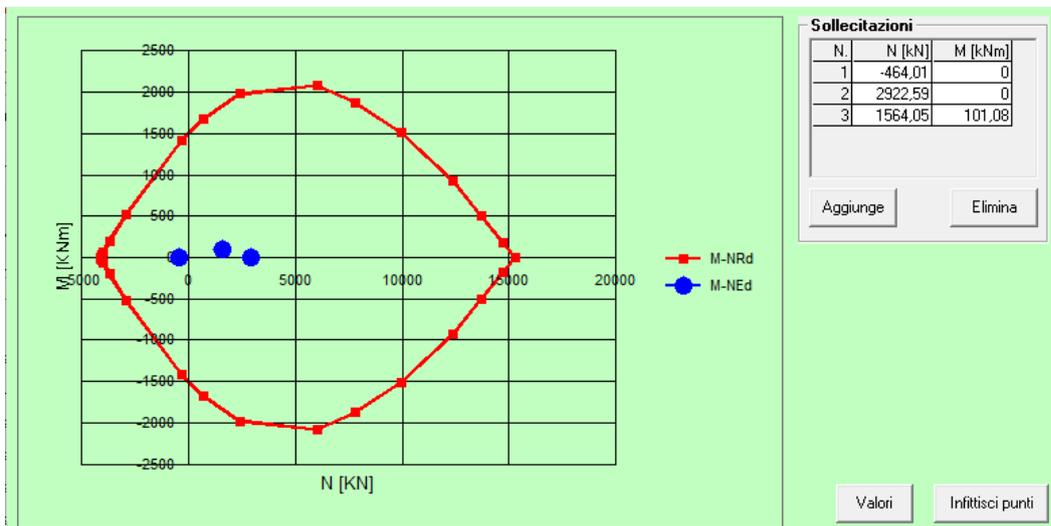


Fig. 39

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

9. 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.

9.1. 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 colpetto: posta a una ordinata di 3,00m, altezza pari a 2,55m, area di ferro superiore pari a 128,00 cm²/m ed inferiore pari a 170,67 cm²/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:

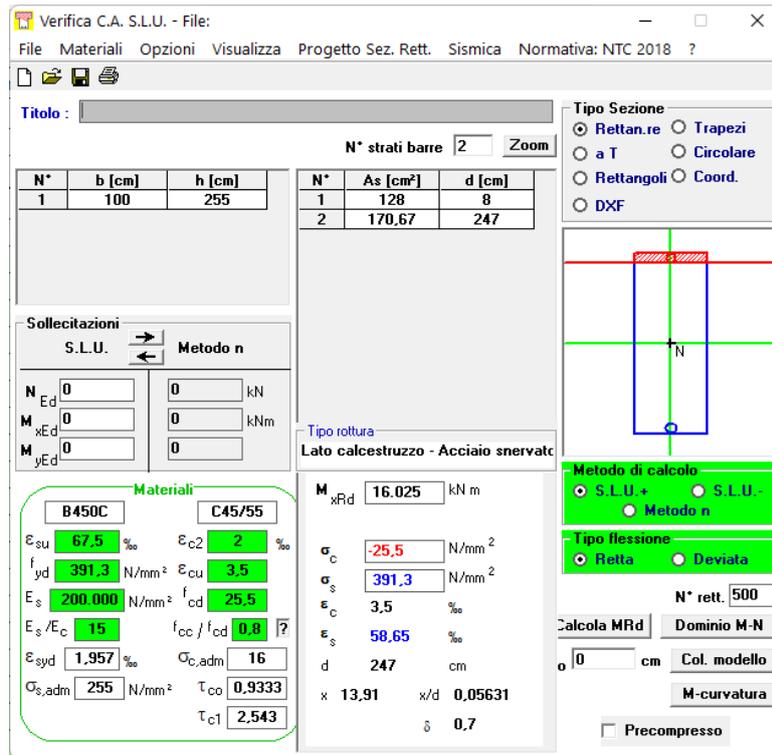


Fig. 40

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.

9.2. 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
Hp	2,55	m	Altezza del plinto in corrispondenza del colletto dalla parte esterna
Hc	3,15	m	Altezza del plinto in corrispondenza del colletto dalla parte interna
Hcft	0,35	m	Altezza del colletto fuori terra
Dati dei pesi propri dei materiali			
γ_{ca}	25	kN/m ³	Peso specifico c.a.
γ_t	19	kN/m ³	Peso specifico terreno
Dati caratteristici fondazione			
V _p	700,05	m ³	Volume del plinto
W _p	17.501,29	KN	Peso del plinto
V _r	189,49	m ³	Volume del ricoprimento plinto
W _r	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
ΔC	2,17	m

Combinazione SLU NTC Vento							
i	α	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

Combinazione SLU NTC Vento							
i	α	xi	yi	$P_{Mris,i}$	P_{Fz}	P_{Wt}	P_{Ris}
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

Tab. 83

Tale distribuzione di forze può essere rappresentata nel seguente grafico:

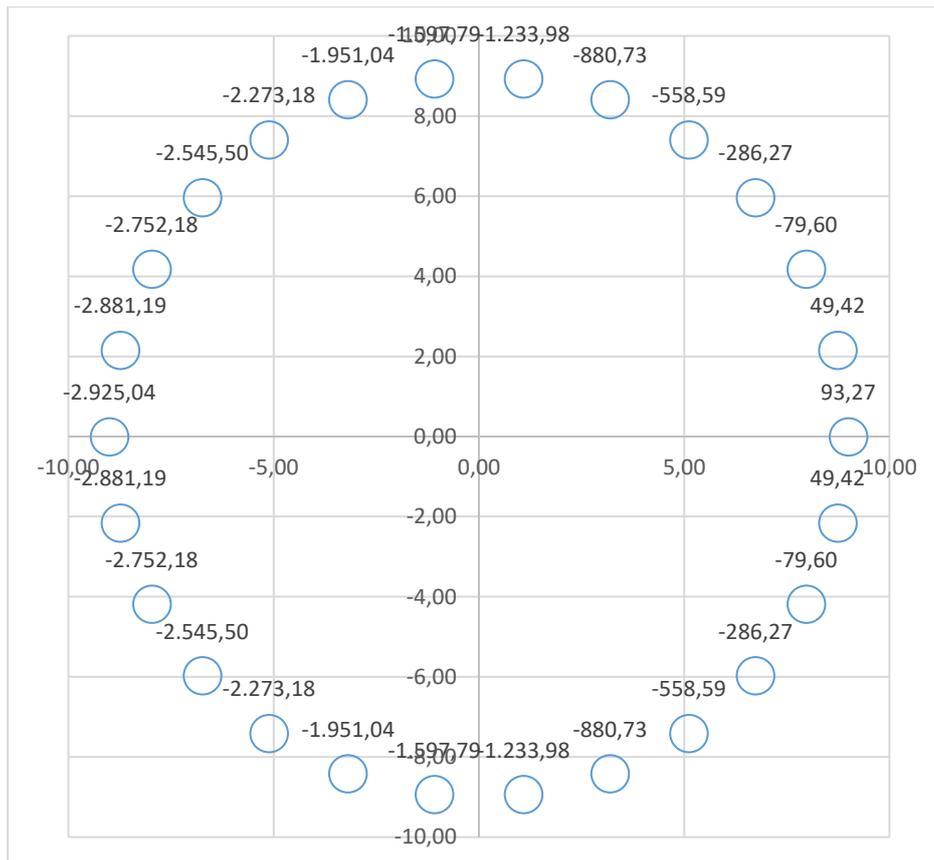


Fig. 41

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.

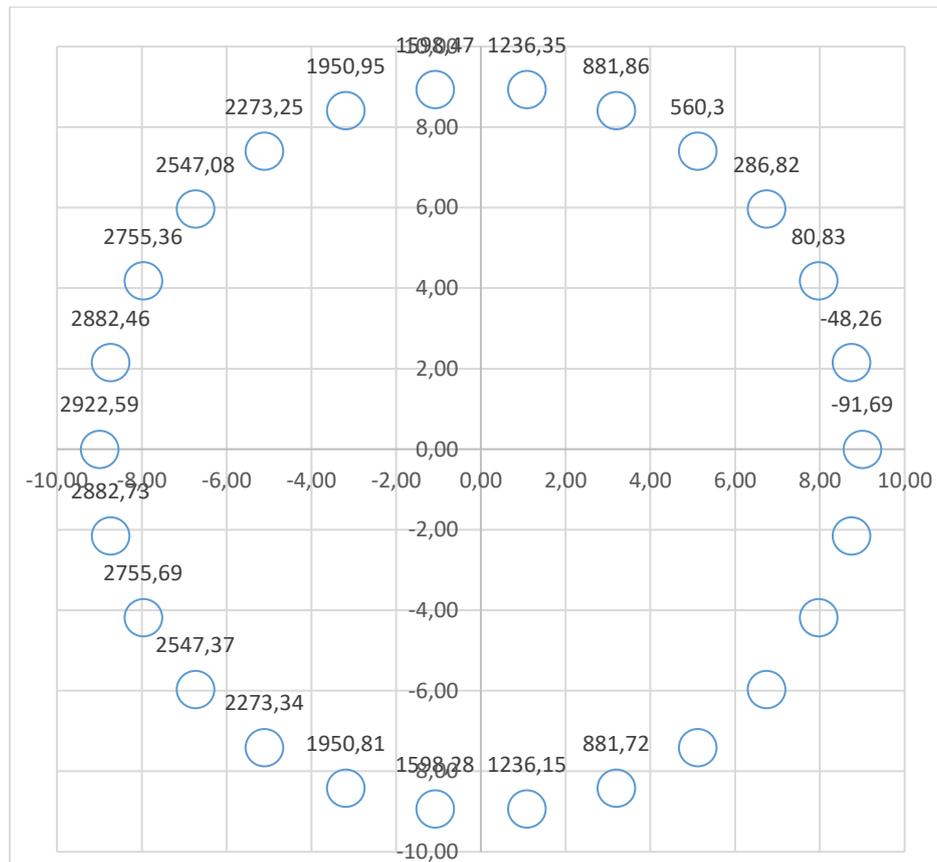


Fig. 42

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