

Progetto per la costruzione e l'esercizio di un Impianto eolico denominato "Luras"

Progetto preliminare

Oggetto:

LUR.41-Relazione di calcolo preliminare fondazione aerogeneratori

Proponente:



LURAS WINDFARM
ENERGY & INFRASTRUCTURE

Luras Windfarm
Via Dante 7
20123 Milano (Milano)

Progettista:



Stantec S.p.A.
Centro Direzionale Milano 2, Palazzo Canova
Segrate (Milano)

Rev. N.	Data	Descrizione modifiche	Redatto da	Rivisto da	Approvato da
00	19/01/24	Prima Emissione	E. Lovati	A. Filiberti	F. Mollica
Fase progetto: Preliminare			Formato elaborato: A4		

Nome File: **LUR.41.00** - Relazione di calcolo preliminare delle fondazioni degli aerogeneratori.docx

Indice

1	CONTENUTI DELLA RELAZIONE	5
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	6
3	MATERIALI	7
3.1	Calcestruzzo fondazione.....	7
3.2	Calcestruzzo pali.....	7
3.3	Acciaio armature.....	8
4	ANALISI DEI CARICHI.....	9
4.1	Carichi aerogeneratore	9
4.2	Peso plinto.....	10
4.3	Peso terreno.....	10
4.4	Azione sismica	10
5	MODELLO DI CALCOLO.....	14
5.1	Generalita'	14
5.2	Modello platea.....	16
5.3	Modello pali e costanti di winkler.....	16
5.4	Carichi.....	21
5.5	Combinazioni di carico.....	25
6	RISULTATI E VERIFICHE.....	27
6.1	Platea - Verifica a flessione	27
6.2	Platea - Verifica a taglio	37
6.3	Platea - Verifica a punzonamento	57
6.4	Platea - Verifiche tensionali in esercizio	58
6.4.1	Combinazione caratteristica	58
6.4.2	Combinazione quasi permanente	62
6.5	Pali - Verifica a flessione e taglio.....	67
6.6	Pali - Verifiche tensionali in esercizio	71
6.7	Pali - Verifica portata dei pali	81
6.8	Verifica dei cedimenti della platea	83
6.9	Calcolo rigidezza alla rotazione	84
7	CONCLUSIONI RIASSUNTIVE	86

Indice delle figure

Figura 4-1: Carico da vento in condizione extreme	9
Figura 4-2: Carico da vento in combinazione caratteristica	9
Figura 4-3: Carico da vento in condizione quasi permanente.....	10
Figura 4-4: Parametri sismici del sito in analisi.....	11
Figura 4-5: Spettro di risposta all'SLV	11
Figura 4-6: Pesì e dimensioni conci aerogeneratore	12
Figura 4-7: Combinazione sismica.....	13
Figura 5-1: Modello fondazione aerogeneratore	14
Figura 5-2: Indicazioni assi di riferimento.....	15
Figura 5-3: Carichi derivanti da combinazione caratteristica	22
Figura 5-4: Carichi derivanti da combinazione quasi permanente	22
Figura 5-5: Carichi derivanti da combinazione estrema.....	23
Figura 5-6: Carico verticale derivante dall'aerogeneratore	23
Figura 5-7: Peso del terreno sovrastante	24
Figura 5-8: Combinazione sismica.....	24
Figura 5-9: Applicazione carichi dall'aerogeneratore	25
Figura 6-1: Top direzione x.....	27
Figura 6-2: Top direzione y	28
Figura 6-3: Bottom direzione x.....	29
Figura 6-4: Bottom direzione y	30
Figura 6-5: Infittimento armatura inferiore	31
Figura 6-6: Disposizione armatura superiore	31
Figura 6-7: Disposizione armatura superiore	32
Figura 6-8: Disposizione armatura superiore	32
Figura 6-9: Coefficiente di sfruttamento top direzione x.....	33
Figura 6-10: Coefficiente di sfruttamento top direzione y.....	34
Figura 6-11: Coefficiente di sfruttamento bottom direzione x	35
Figura 6-12: Coefficiente di sfruttamento bottom direzione y	36
Figura 6-13: Taglio sollecitante	37

Figura 6-14: Taglio sollecitante corona h=2.18m.....	38
Figura 6-15: Taglio Resistente senza armatura a taglio	39
Figura 6-16: Zone non verificate a taglio corona h=2.18m	39
Figura 6-17: Passo cavallotti.....	40
Figura 6-18: Taglio Resistente con armatura a taglio	40
Figura 6-19: Verifica a taglio con armatura	41
Figura 6-20: Taglio sollecitante corona h=2.56m.....	42
Figura 6-21: Taglio Resistente senza armatura a taglio	43
Figura 6-22: Zone non verificate a taglio corona h=2.56m	43
Figura 6-23: Passo cavallotti.....	44
Figura 6-24: Taglio Resistente con armatura a taglio	44
Figura 6-25: Taglio sollecitante corona h=3.07m.....	45
Figura 6-26: Taglio Resistente senza armatura a taglio	46
Figura 6-27: Zone non verificate a taglio corona h=3.07m	46
Figura 6-28: Passo cavallotti.....	47
Figura 6-29: Taglio Resistente con armatura a taglio	47
Figura 6-30: Taglio sollecitante corona h=3.54m.....	48
Figura 6-31: Taglio Resistente senza armatura a taglio	49
Figura 6-32: Zone non verificate a taglio corona h=3.54m	49
Figura 6-33: Passo cavallotti.....	50
Figura 6-34: Taglio Resistente con armatura a taglio	50
Figura 6-35: Taglio sollecitante corona h=4.4m	51
Figura 6-36: Taglio Resistente senza armatura a taglio	52
Figura 6-37: Zone non verificate a taglio corona h=4.4m	52
Figura 6-38: Passo cavallotti.....	53
Figura 6-39: Taglio Resistente con armatura a taglio	53
Figura 6-40: Taglio sollecitante corona h=4.1m	54
Figura 6-41: Taglio Resistente senza armatura a taglio	55
Figura 6-42: Zone non verificate a taglio corona h=4.1m	55
Figura 6-43: Passo cavallotti.....	56
Figura 6-44: Taglio Resistente con armatura a taglio	56

Figura 6-45: Verifica a punzonamento platea	57
Figura 6-46: Tensione superiore nel calcestruzzo – direzione y	58
Figura 6-47: Tensione superiore nel calcestruzzo – direzione x.....	59
Figura 6-48: Tensione inferiore nel calcestruzzo – direzione y	59
Figura 6-49: Tensione inferiore nel calcestruzzo – direzione x.....	60
Figura 6-50: Tensione superiore nell'acciaio – direzione y	60
Figura 6-51: Tensione superiore nell'acciaio – direzione x.....	61
Figura 6-52: Tensione inferiore nell'acciaio – direzione y	61
Figura 6-53: Tensione inferiore nell'acciaio – direzione x.....	62
Figura 6-54: Tensione superiore nel calcestruzzo – direzione y	62
Figura 6-55: Tensione superiore nel calcestruzzo – direzione x.....	63
Figura 6-56: Tensione inferiore nel calcestruzzo – direzione y	63
Figura 6-57: Tensione inferiore nel calcestruzzo – direzione x.....	64
Figura 6-58: Tensione superiore nell'acciaio – direzione y	64
Figura 6-59: Tensione superiore nell'acciaio – direzione x.....	65
Figura 6-60: Tensione inferiore nell'acciaio – direzione y	65
Figura 6-61: Tensione inferiore nell'acciaio – direzione x.....	66
Figura 6-62: Azione assiale	67
Figura 6-63: My	68
Figura 6-64: Mz	68
Figura 6-65: Fz.....	69
Figura 6-66: Fy	69
Figura 6-67: Verifiche a flessione e taglio pali	70
Figura 6-68: Cedimenti	83
Figura 6-69: Indicazione nodi per calcolo	84

1 CONTENUTI DELLA RELAZIONE

Per informazioni dettagliate riguardo al proponente dell'iniziativa e il progetto proposto, si rimanda all'elaborato *LUR.00 - Presentazione del proponente e dell'iniziativa* che fornisce una descrizione dettagliata del proponente e delinea il contesto del progetto proposto. Il progetto proposto prevede l'installazione di nuove turbine eoliche aventi diametro massimo di 170 m e altezza al mozzo massima di 135 m.

Scopo della presente relazione è l'analisi statica delle fondazioni dell'aerogeneratore ed in particolare il calcolo e la verifica del plinto e dei pali.

La vita nominale dell'opera è stabilita in 50 anni e la classe d'uso relativa è la classe IV.

Le fondazioni, di tipo indiretto su pali, sono circolari di diametro 25 metri e altezza variabile da 4.40 metri (esterno gonna aerogeneratore) a 1.8 metri (esterno plinto), i pali sono 20, di diametro 1200 mm e lunghezza 8 metri.

Essendo il progetto di tipo preliminare non si sono svolte indagini geologiche e geotecniche approfondite tramite l'utilizzo di prove o programmi di calcolo ma da semplici considerazioni derivanti dalla letteratura e dall'analisi visiva dei luoghi.

Per questo motivo si è scelto di seguire la strada più cautelativa prevedendo pali infissi nel terreno di altezza pari a 8 m, essendo il terreno costituito da depositi arenizzati e di matrice rocciosa lapidea.

Riferendosi la presente relazione ad un progetto di carattere preliminare, avente scopo primario il dimensionamento di cassero e armatura di platea e pali con intento possibilmente conservativo, alcune verifiche di maggiore specificità e che dovranno essere considerate in fase esecutiva non sono state inserite; in particolare ci si riferisce a quelle connesse ai fenomeni di fatica, sulla base dei carichi forniti dal produttore.

Le suddette verifiche presuppongono infatti una maggiore conoscenza dei dati geotecnici, da riferire singolarmente a ciascun aerogeneratore, rispetto a quelli complessivi attualmente reperiti, per lo più estrapolati dalla letteratura sulla base delle risultanze geologiche della zona, e utilizzati nella presente relazione.

2 NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Legge 5 novembre 1971, n° 1086: "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e a struttura metallica

D.P.R. 6 giugno 2001, n.380: "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia".

D.M. 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle nuove norme tecniche per le costruzioni.

Circ. 21 Gennaio 2019, n.° 7 C.S.LL.PP.: "Istruzioni per l'applicazione dell' << Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" >> di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"

EUROCODICE 2 -2005- ENV 1992: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo"

Doc. SIEMENS-GAMESA D2830475_006 SGRE ON SG 6.6-170 Developer Package

Doc. SIEMENS-GAMESA D2916870_005 SGRE ON SG 6.6-170 Foundation loads T135-54A

Doc. LUR.54.00 – Relazione geologica

3 MATERIALI

3.1 Calcestruzzo fondazione

Si assume per la fondazione un calcestruzzo con le seguenti caratteristiche:

Classe di esposizione:	XC4
Classe di consistenza:	S4
Classe di resistenza alla compressione:	C32/40
Massimo rapporto a/c:	0.6
Contenuto minimo in cemento:	300 kg/mc
Massima dimensione aggregati:	20 mm
Copriferro netto:	40 mm

Per il colletto superiore si prevede una classe di calcestruzzo maggiore con le seguenti caratteristiche:

Classe di esposizione:	XC4
Classe di consistenza:	S4
Classe di resistenza alla compressione:	C35/45
Massimo rapporto a/c:	0.6
Contenuto minimo in cemento:	300 kg/mc
Massima dimensione aggregati:	20 mm
Copriferro netto:	40 mm

3.2 Calcestruzzo pali

Si assume per i pali un calcestruzzo con le seguenti caratteristiche:

Classe di esposizione:	XC2
Classe di consistenza:	S5
Classe di resistenza alla compressione:	C25/30
Massimo rapporto a/c:	0.6

Contenuto minimo in cemento: 300 kg/mc

Massima dimensione aggregati: 20 mm

Copriferro netto: 40 mm

3.3 Acciaio armature

Le armature sono realizzate con barre ad aderenza migliorata in acciaio tipo B450C controllato in stabilimento.

$$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$$

$$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$$

$$E = 210000 \text{ MPa}$$

$$\nu = 0.3$$

$$\alpha = 1.2 \cdot 10^{-6} \text{ 1/}^\circ\text{C}$$

$$\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$$

4 ANALISI DEI CARICHI

4.1 Carichi aerogeneratore

L'aerogeneratore assunto come riferimento per la progettazione è fornito dalla società Siemens Gamesa ed è del tipo SG6.6-170 T135-54A (6.6 MW, h=135 m).

I carichi sono forniti dal costruttore in accordo al DM 17 gennaio 2018 ed alla normativa internazionale IEC 61400-1: si utilizzano ai fini del calcolo i carichi derivanti dalla IEC 61400 - 1, risultando questi più gravosi rispetto a quelli derivanti dalla normativa italiana.

Si rimarca altresì che i carichi forniti dal produttore rappresentano i carichi massimi da non combinare con alcun altro tipo di carico, essi includono gli effetti dinamici della struttura e corrispondono alla più sfavorevole tra le combinazioni con carico da vento sulla turbina.

I carichi di vento forniti ad una quota di +20 cm rispetto all'estradosso della fondazione, sono qui di seguito riassunti:

Load case	DLC Type	Load factor	F_{xy} (kN)	F_z (kN)	M_{xy} (kNm)	$M_{xy} + \Delta M_{xy}$ (kNm)	M_z (kNm)
ULS without Psf	A	1.0	1563	7692	214661	221585	1612
ULS with Psf	A	1.1	1719	8440	236127	243051	1773
		0.9		6905			
ULS with Psf (Torsion)	N	1.35/1.1* 0.9	589	8268 * 6765	68440	75364	17729

Table 2 SG 6.6-170 T135-54A Factored/Unfactored Extreme loads at base of the tower

Figura 4-1: Carico da vento in condizione estreme

Load case	Load factor	F_{xy} (kN)	F_z (kN)	M_{xy} (kNm)	M_z (kNm)
Characteristic without Psf	1.0	1196	7781	168688	-1185

Table 3 SG 6.6-170 T135-54A Characteristics Loads at the base of the tower

Figura 4-2: Carico da vento in combinazione caratteristica

pf=0.01000	Tower loads at section			
Section Height from bottom (m)	F_{xy} (kN)	F_z (kN)	M_{xy} (kNm)	M_z (kNm)
0	1001	7797	138220	4689

Table 4 SG 6.6-170 T135-54A Quasi Permanent Loads at the base of the tower

Figura 4-3: Carico da vento in condizione quasi permanente

I carichi sopra riportati sono indicati per il vento spirante in direzione X; analogamente i carichi nel caso di vento in direzione Y si ottengono alternando i pedici alle forze orizzontali e ai momenti agenti attorno agli assi orizzontali.

4.2 Peso plinto

Il peso totale del plinto è calcolato direttamente dal programma di calcolo. Causa pendenza del concio superficiale esterno, esso è stato diviso in quattro parti a cui sono state date altezze diverse mediando la parte più alta del singolo concio e la parte più bassa.

4.3 Peso terreno

Il peso del terreno di ricoprimento sopra la fondazione dell'aerogeneratore è pari a: $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$. Il carico è applicato come pressione sugli elementi tipo plate interessati da questo carico, quindi quelli esterni al concio circolare. Per l'applicazione del carico, essendo il concio circolare esterno diviso in quattro altezze è stata calcolata la pressione agente sulle quattro parti dove quindi l'altezza di ricoprimento della fondazione è variabile.

Si riportano di seguito i carichi inseriti, procedendo dalla corona più esterna a quella più interna:

- 4° Corona = 41 kN/m²;
- 3° Corona = 31 kN/m²;
- 2° Corona = 24 kN/m²;
- 1° Corona = 16.4 kN/m²;

4.4 Azione sismica

Si definisce lo spettro di progetto nel seguente modo.

- Vita nominale della struttura: $V_n=50$ anni

- Classe d'uso IV
- Struttura non dissipativa con fattore di comportamento $q=1$.

Per la determinazione dell'azione sismica di progetto sono stati considerati i parametri di azione sismica della regione Sardegna, qui di seguito riportati.

Stato Limite	TR [anni]	a_g [g]	F_0	T_c^* [s]
SLO	60	0,025	2,685	0,299
SLD	101	0,031	2,73	0,307
SLV	949	0,06	2,976	0,371
SLC	1950	0,071	3,061	0,393

Figura 4-4: Parametri sismici del sito in analisi

Dalle relazioni geologica e geotecnica è stato rilevato che la Categoria di Sottosuolo che interessa il sito di progetto è la **B** mentre la Categoria Topografica è **T2**.

Si riporta di seguito lo spettro di risposta così ottenuto.

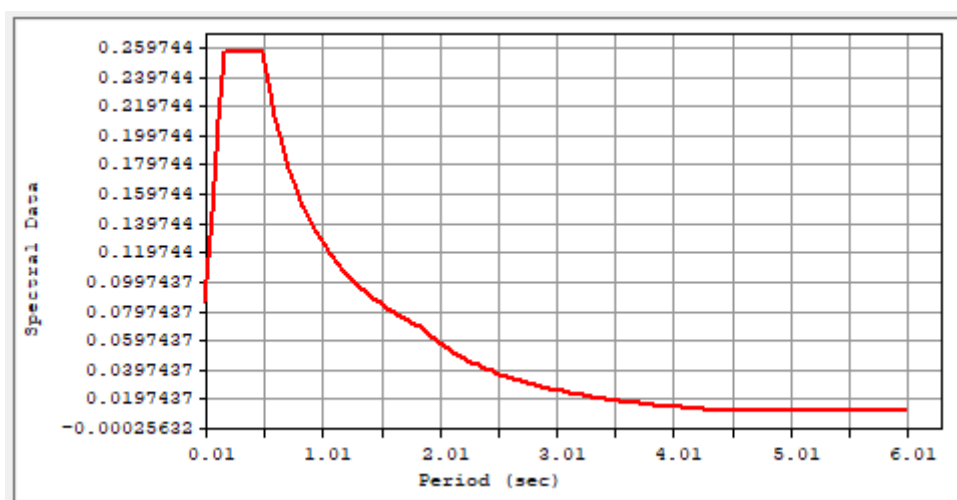


Figura 4-5: Spettro di risposta all'SLV

Lo spettro di progetto viene inserito in un modello di calcolo all'interno del quale è stato modellato in maniera semplificata l'aerogeneratore di progetto. Si ipotizza un elemento tubolare con dimensioni e rigidzze ottenute dalle indicazioni fornite nel documento "D2830475_006 SGRE ON

SG 6.6-170 Developer Package". L'elemento è incastrato alla base. In sommità si riporta la massa della navicella e del rotore pari a 3130 kN.

Di seguito si riportano i pesi e le dimensioni dei vari conci forniti nel documento citato precedentemente e un'immagine del modello di calcolo con la suddivisione in conci e del carico applicato in sommità.

T135-52A	Section 1	Section 2	Section 3	Section 4	Section 5	Section 6
External diameter upper flange (m)	5,683	5,680	4,832	4,524	4,518	3,503
External diameter lower flange (m)	6,000	5,683	5,680	4,832	4,524	4,518
Section's height (m)	14,160	17,360	20,160	26,040	27,720	26,974
Total weight (kg)	87.286	83.972	83.763	86.821	68.428	56.565
Total Tower weight (kg)	466.836					

Figura 4-6: Pesi e dimensioni conci aerogeneratore

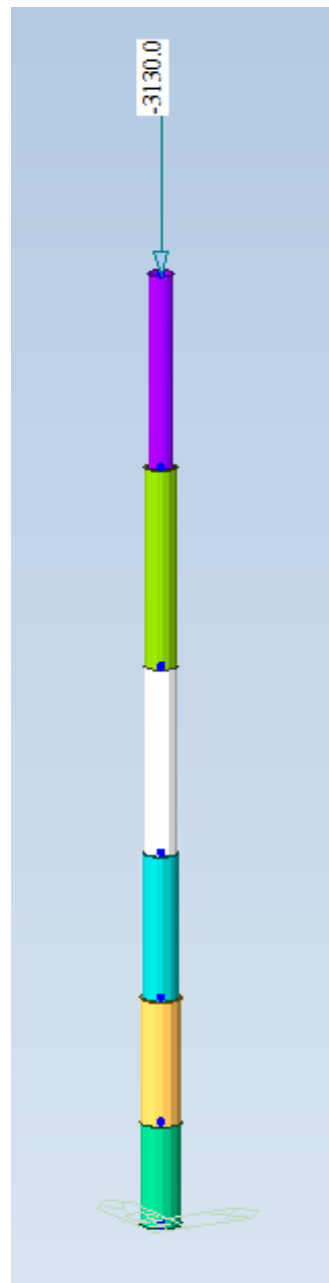


Figura 4-7: Pesì e dimensioni conci aerogeneratore

Si ottengono quindi le seguenti sollecitazioni alla base.

FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
-278.378256	-83.513476	7706.337285	3625.677639	-12085.59235	0.000000

Figura 4-8: Combinazione sismica

5 MODELLO DI CALCOLO

5.1 Generalita'

L'analisi di tipo numerico è stata realizzata mediante il programma di calcolo MIDAS GEN, prodotto da Harpaceas S.r.l., via G. Richard 1 Milano.

Le procedure di verifica adottate seguono il metodo di calcolo degli stati limite ultimo (SLU).

Le dimensioni geometriche della struttura sono stabilite individuando dei nodi sulla struttura.

Gli elementi utilizzati per la platea sono bidimensionali quadrilateri (4 nodi) del tipo "plate".

Gli elementi dei pali sono del tipo "trave" soggette in generale a sei sollecitazioni, con possibilità di eseguire qualunque operazione, anche parziale, di svincolo.

I carichi vengono applicati alla struttura sia come carichi distribuiti che agiscono sugli elementi sia come carichi concentrati.

Il peso proprio degli elementi viene calcolato in automatico dal programma dal momento che nel modello si tiene in conto delle differenti sezioni della struttura.

Il modello della fondazione è rappresentato nella figura seguente.

Si riporta anche il sistema di riferimento adottato.

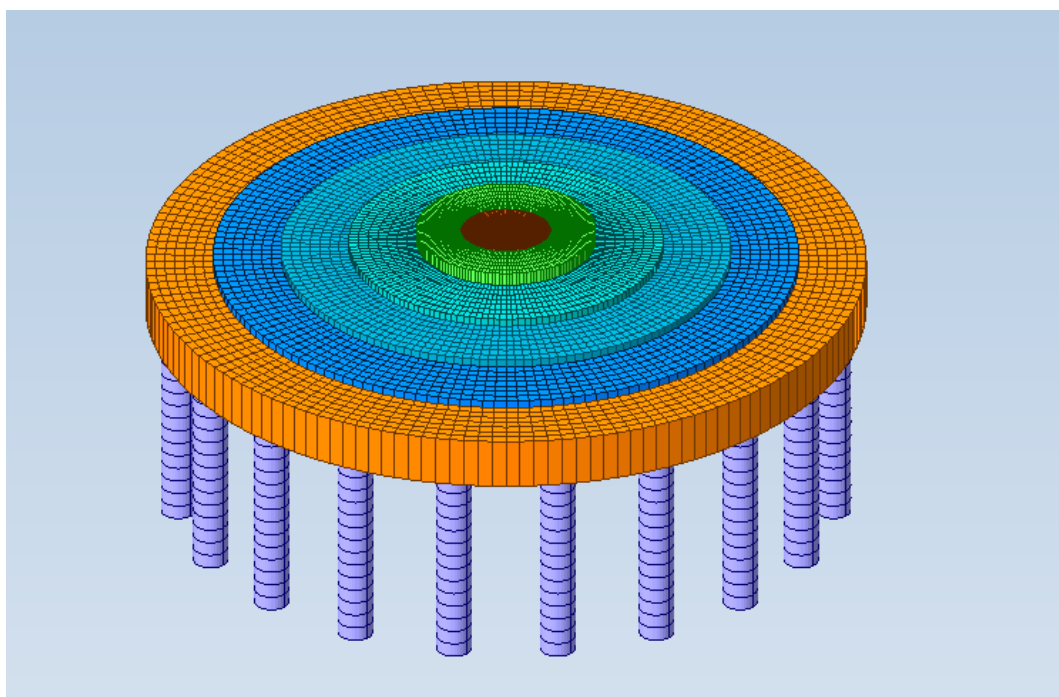


Figura 5-1: Modello fondazione aerogeneratore

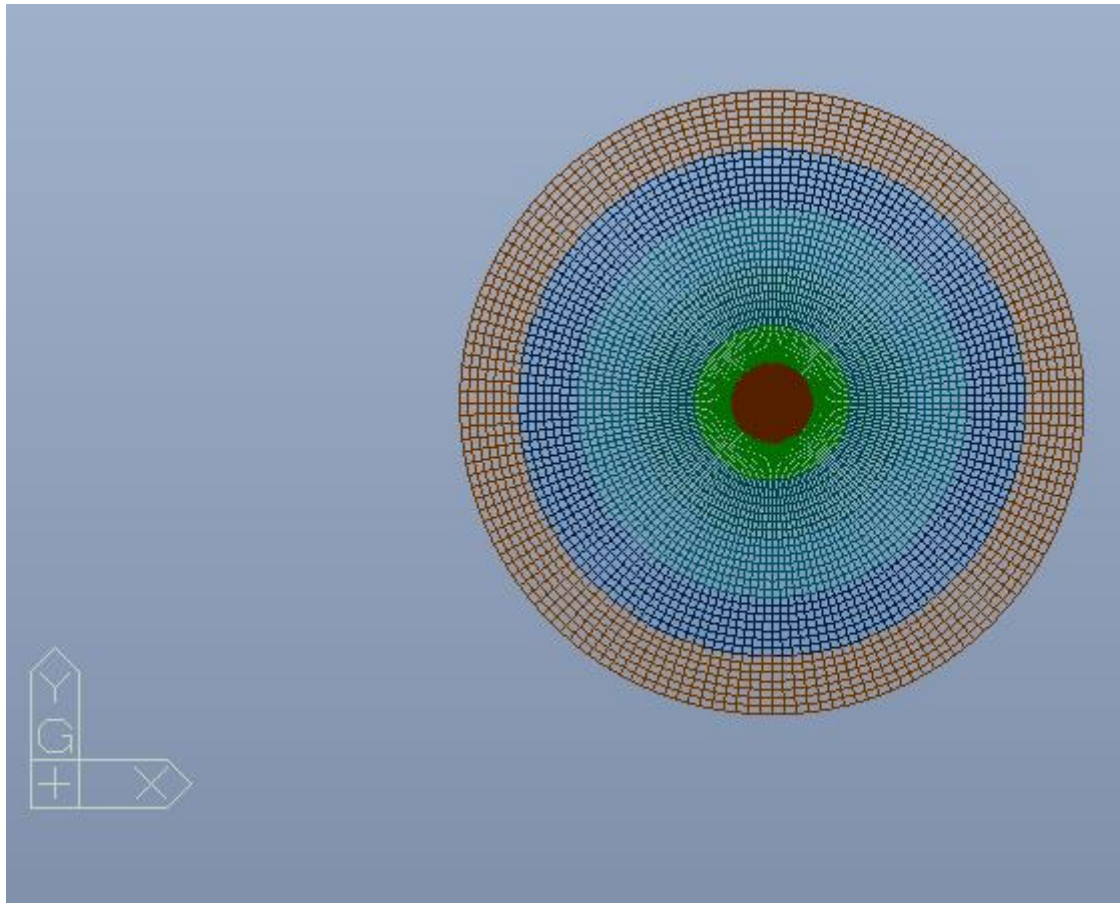


Figura 5-2: Indicazioni assi di riferimento

5.2 Modello platea

La platea è circolare di diametro 25 metri e altezza variabile da 4,4 metri (esterno gonna aerogeneratore) a 1,8 metri (esterno plinto).

La sua schematizzazione è stata fatta mediante elementi tipo plate. Per una migliore schematizzazione della parte esterna con pendenza, si è deciso di dividere questa parte in quattro sezioni a cui sono state date altezze diverse ottenute mediando le altezze del punto più alto del concio e del punto più basso.

Si sono ottenuti quattro sezioni con le seguenti altezze:

4° corona: $H=2.18\text{m}$;

3° corona: $H=2.56\text{m}$;

2° corona: $H=3.07\text{m}$;

1° corona: $H=3.54\text{m}$;

La parte più interna è stata modellata con un'altezza pari a 4.1 m.

5.3 Modello pali e costanti di winkler

La platea è supportata da 20 pali di diametro 120 cm e lunghezza 8 metri.

Nella modellazione essi sono stati considerati come elementi "beam" e suddivisi in conci di lunghezza pari a 0.5 m.

Come detto precedentemente per questa fase preliminare non sono disponibili approfonditi dati di tipo geotecnico in quanto non sono state effettuate prove sul terreno; i dati utilizzabili sono quelli resi disponibili dalla relazione geologica oltre che dalla letteratura.

La relazione geologica relativa al sito di Luras riferisce la seguente situazione:

- 0 – 5 m da p.c.: copertura in depositi granitici arenizzati, assimilabili a coltri colluviali costituite da sabbie e ghiaie addensate derivanti dalla degradazione dei graniti. Spessore medio rinvenuto < 5 m.
- 5 – 10 m da p.c.: Rocce granitoidi (di vario genere composizionale) fratturati, in particolare per fessurazioni indotte dal raffreddamento del magma
- Oltre 10 m da p.c.: rocce granitoidi compatte / poco fratturate

Tale situazione ha comportato la scelta di una lunghezza dei pali non superiore a 8.0 m

Si è provveduto a una stima dei parametri geotecnici dei pali, in particolare le costanti di Winkler orizzontale (K_h) e verticale k_v per simulare la reazione orizzontale del terreno lungo la lunghezza dei pali e quella verticale alla base.

a) Determinazione costante di Winkler orizzontale K_h

Si tiene in considerazione l'effetto di gruppo dei pali secondo le indicazioni di Poulos e Davis (1980), che tengono conto della riduzione di k_h .

Gruppo di 2 pali: $k_{h,g} = 0.5 \cdot k_h$

Gruppo di 3 o 4 pali: $k_{h,g} = 0.33 \cdot k_h$

Gruppo di 5 o più pali: $k_{h,g} = 0.25 \cdot k_h$

Per terreni incoerenti quali quello in esame si fa riferimento all'espressione di Matlock e Reese (1956), che assume k_h variabile linearmente con la profondità z , e per la quale si considera una legge di questo tipo, dove d rappresenta il diametro del palo:

$$k_h = n_h \cdot z/d$$

Il valore di n_h dipende dallo stato di addensamento e può essere ottenuto dalla seguente espressione:

$$n_h = A \cdot \gamma/1.35$$

Si è utilizzata l'applicazione "Geoapp" facente parte del software "Geostru" sviluppato dalla società ENGSOFT SRL; essa restituisce in output il valore di n_h , previo calcolo del coefficiente di interpolazione A che è funzione della densità relativa D_r ,

Al valore ottenuto di k_h , viene poi applicato il moltiplicatore che considera l'effetto di gruppo tra i pali.

Nel caso in esame si assume $\gamma=2100$ kg/m³ (dalla relazione geologica) e $D_r=65\%$ (terreno incoerente medio denso / denso) sulla base delle indicazioni fornite dalla seguente tabella (Gibbs Holtz):

DEFINIZIONE DENSITA' RELATIVA (Dr)

Trattazione Gibbs Holtz (1951):

NSPT	Density	Relative density (%)
0 – 4	Very loose	0 - 15
4 – 10	Loose	15 – 35
10 - 30	Medium dense	35 – 65
30 – 50	Dense	65 – 85
>50	Very dense	85 – 100

DATI DI INPUT:

Peso unità di volume saturo $[kg/m^3] = 2100$

Strato *i*-esimo di terreno che interessa il palo per un tratto di altezza $z [m] = 8$

Diametro pali $[cm] = 120$

Numero pali $[n] = 20$

Densità relativa $Dr [%] = 65$

Stato di addensamento = Medio denso / Denso

OUTPUT:

Interpolazione coeff. $A = 1000$

Valore di $n_h [N/cm^3] = 15.56$

Valore di $k_h [kg/cm^3] = 10.37$

Effetto gruppo: moltiplicatore effetto gruppo $[-] = 0.25$

Valore di k_{hg} per gruppo di pali $[kg/cm^3] = 2.59 Kg/cm^3 \approx 30000 kN/m^3$

La costante elastica orizzontale lungo la lunghezza del palo K_s è ottenuta moltiplicando la costante orizzontale k_{hg} per il diametro del palo (1.2 m) e per l'altezza dei singoli conci (0.5 m):

$K_s = 30000 \times 1.2 \times 0.5 = 18000 kN/m$

b) Determinazione costante di Winkler verticale K_v

Per il calcolo della costante k_v verticale di Winkler si è utilizzata l'applicazione "Geoapp" facente parte del software "Geostru" sviluppato dalla società **ENGSOFT SRL**.

Il programma fa riferimento al metodo di Randolph e Wroth (1978), il quale considera il palo immerso in un mezzo elastico, ed esamina separatamente l'interazione con tale mezzo della superficie laterale e della base del palo; le due soluzioni vengono poi sovrapposte.

Nel caso in esame viene conservativamente trascurato il contributo della superficie laterale, alla luce del terreno di tipo totalmente incoerente descritto nella relazione geologica.

Il calcolo viene eseguito dal programma attraverso i seguenti passi:

- Calcolo del valore medio del modulo di taglio del terreno laterale G_m [Mpa]
- Calcolo del rapporto ξ tra i moduli di taglio G_L e G_b alla profondità $z = L$ [-]

$$\xi = \frac{G_L}{G_b}$$

- Calcolo del fattore ρ di non omogeneità del terreno laterale (per pali immersi in un terreno con rigidità variabile) [-]

$$\rho = \frac{G_m}{G_L}$$

- Calcolo del raggio massimo al di là del quale non si ha più alcuna deformazione (distanza di estinzione)

$$r_m = \{0,25 + [2,5 \cdot \rho \cdot (1 - \nu) - 0,25] \cdot \xi\} \cdot L$$

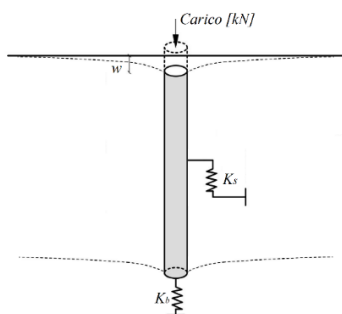
- Calcolo del coefficiente ζ che tiene conto dell'ampiezza r_m del campo deformativo che si sviluppa intorno al palo di raggio r_0 [-]

$$\zeta = \ln\left(\frac{2 \cdot r_m}{D}\right)$$

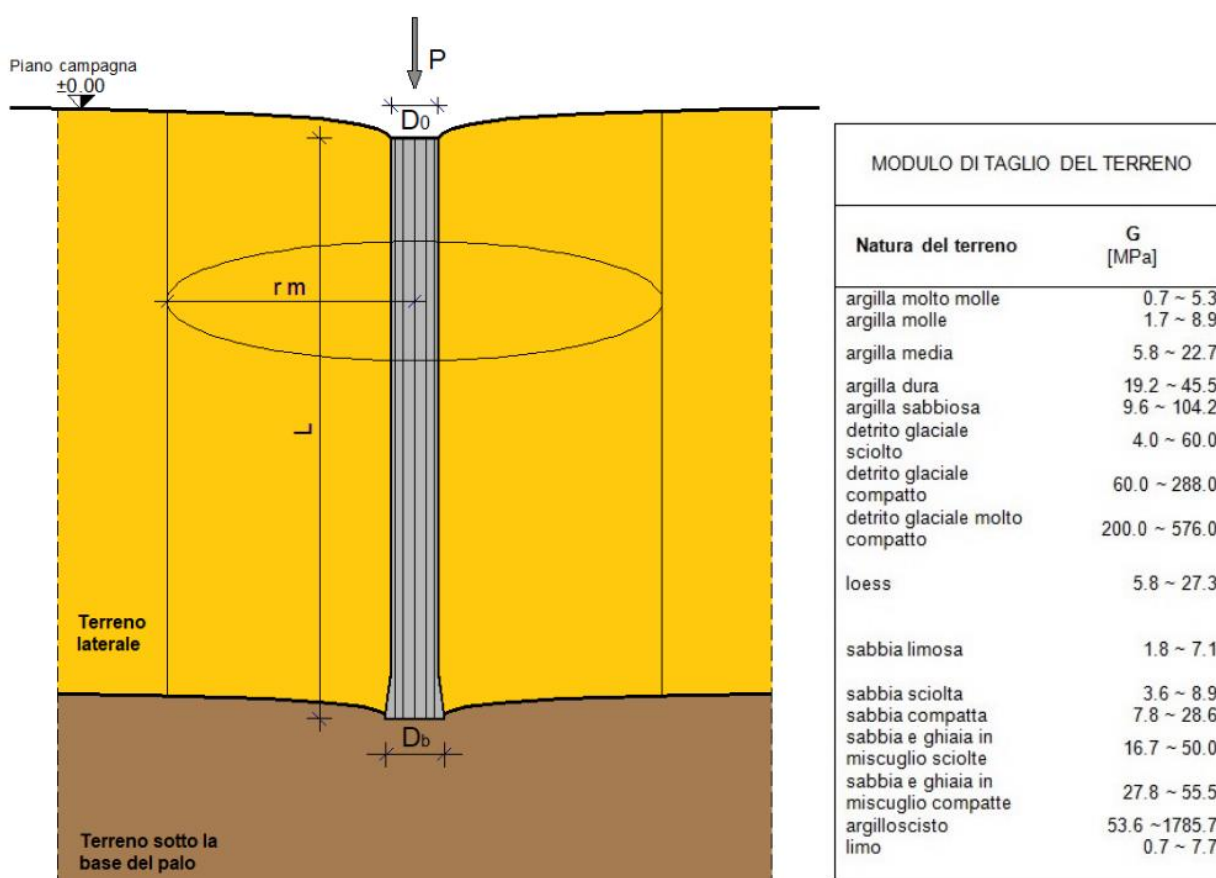
- Calcolo dei valori di rigidità delle molle che simulano la connessione tra palo e terreno lungo il fusto, k_s secondo Randolph e Wroth (1978), e alla base k_b , secondo Timoshenko e Goodier (1970)

$$k_s = \frac{2 \cdot \pi \cdot G_m \cdot L}{\zeta} \quad k_b = \frac{4 \cdot r_b \cdot G_b}{1 - \nu}$$

- Calcolo della rigidità totale $k_v = k_s + k_b$ (nel caso in esame $k_v \equiv k_b$)



Si assume (conservativamente) un valore di modulo di taglio $G = 40 \text{ Mpa}$, sulla base delle informazioni derivanti dalla relazione geologica ed dalla tabella allegata al seguente schema di riferimento:



DATI DI INPUT:

Diametro palo lungo il fusto $D_0 [m] = 1.2$

Diametro palo alla punta $D_b [m] = 1.2$

Lunghezza palo $L [m] = 8$

Modulo di taglio del terreno laterale (a profondità $z = 0$) $G_0 [Mpa] = 0$

Modulo di taglio del terreno laterale (a profondità $z = L$) $G_L [Mpa] = 40$

Modulo di Poisson del terreno laterale ν_s [-] = 0.3

Modulo di taglio terreno sotto la base del palo G_b [Mpa] = 40

Modulo di Poisson del terreno sotto la base del palo ν_b [-] = 0.3

OUTPUT:

Valore medio del modulo di taglio del terreno laterale G_m [Mpa] = 20.00

Rapporto tra i moduli di taglio (alla profondità $z = L$) ξ [-] = 1.00

Fattore di non omogeneità del terreno laterale ρ [-] = 0.50

Distanza alla quale la deformazione è trascurabile r_m [m] = 7.00

Fattore di influenza della deformazione ζ [-] = 2.46

Rigidezza molla laterale k_s [MN/m] = 409.21 (trascurata)

*Rigidezza molla alla base k_b [MN/m] = 137.14 \approx **140000 kN/m***

5.4 Carichi

I carichi sono stati applicati secondo le due direzione X al fine di trovare le sollecitazioni più gravose per gli elementi strutturali.

Le forze finali riportate a livello dell'estradosso fondazioni sono quindi le seguenti:

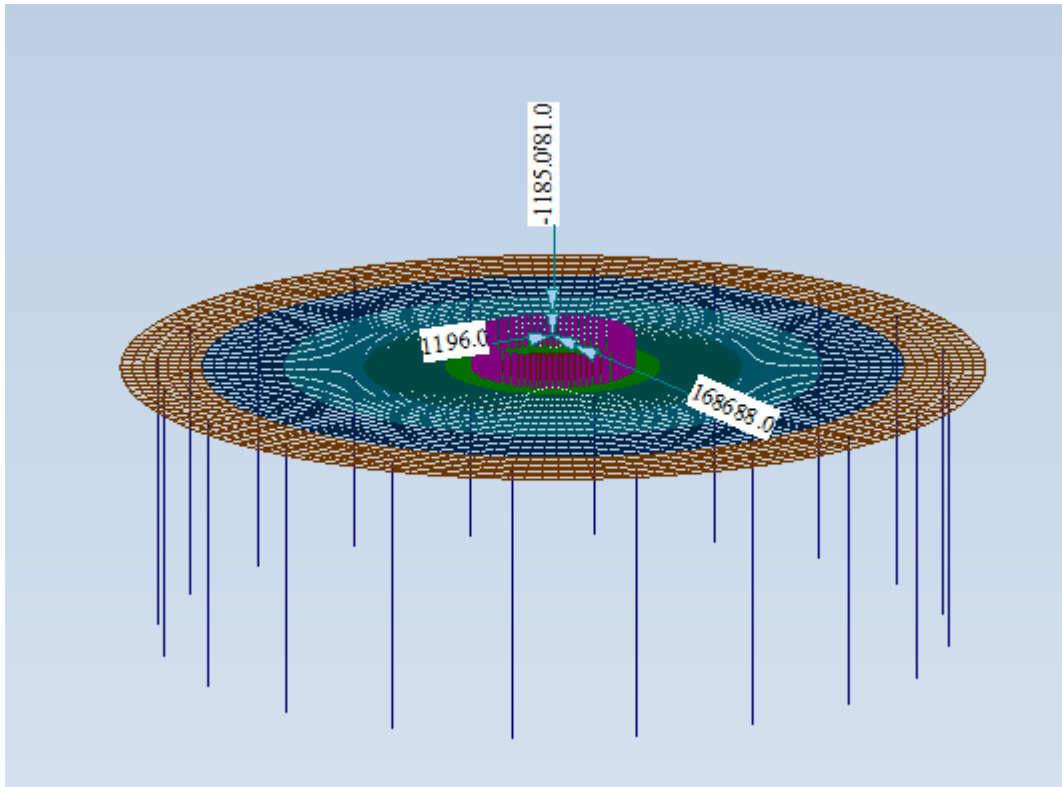


Figura 5-3: Carichi derivanti da combinazione caratteristica

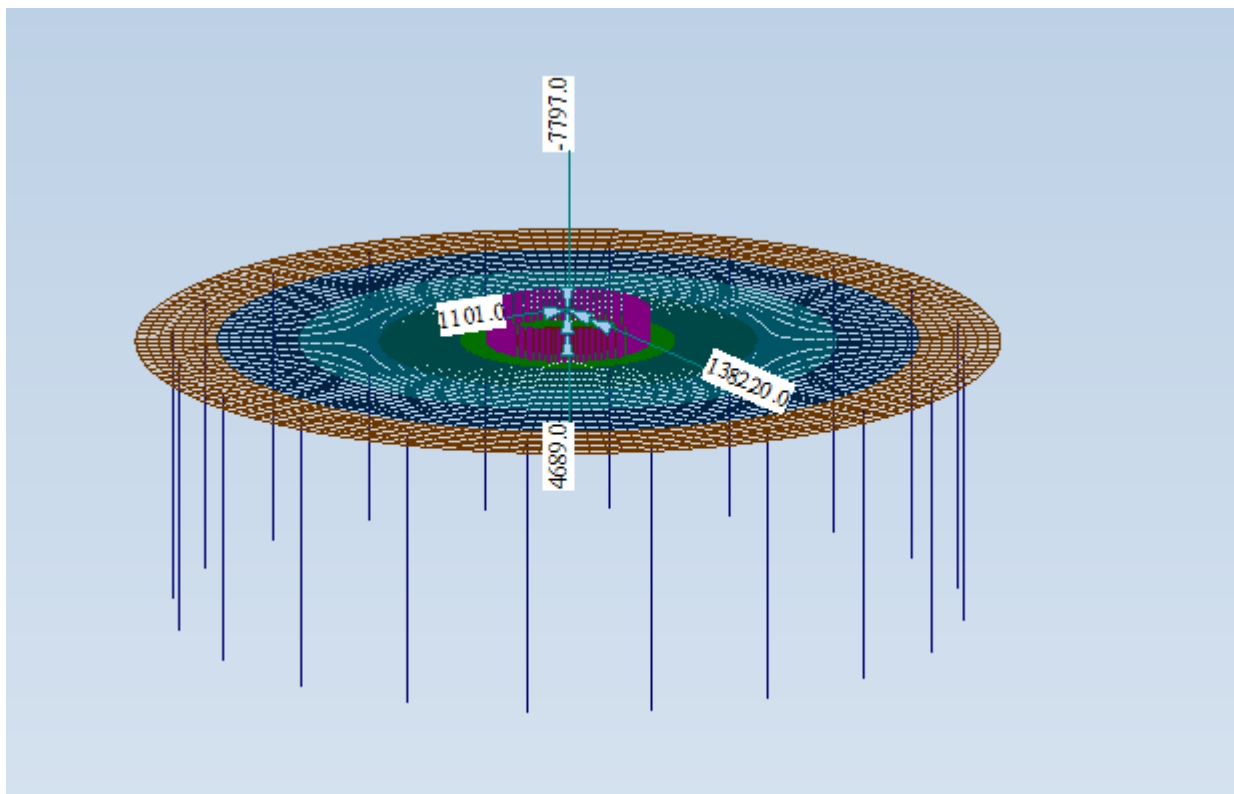


Figura 5-4: Carichi derivanti da combinazione quasi permanente

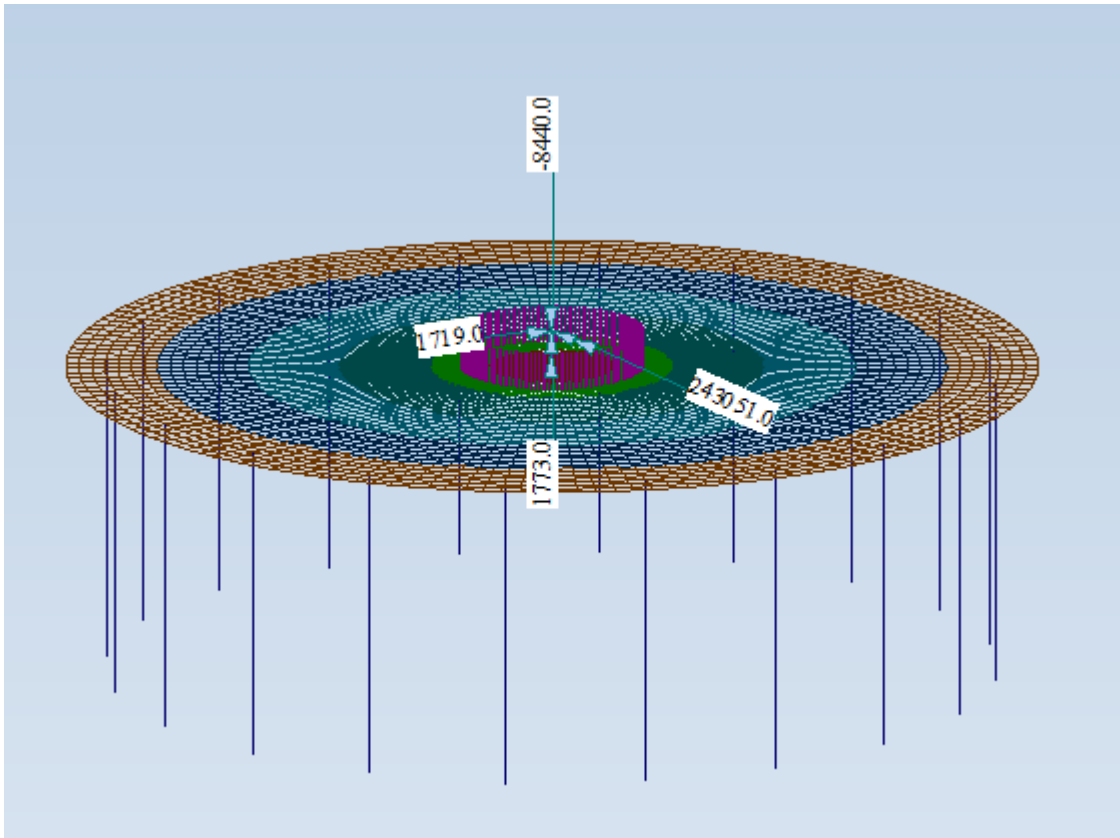


Figura 5-5: Carichi derivanti da combinazione estrema

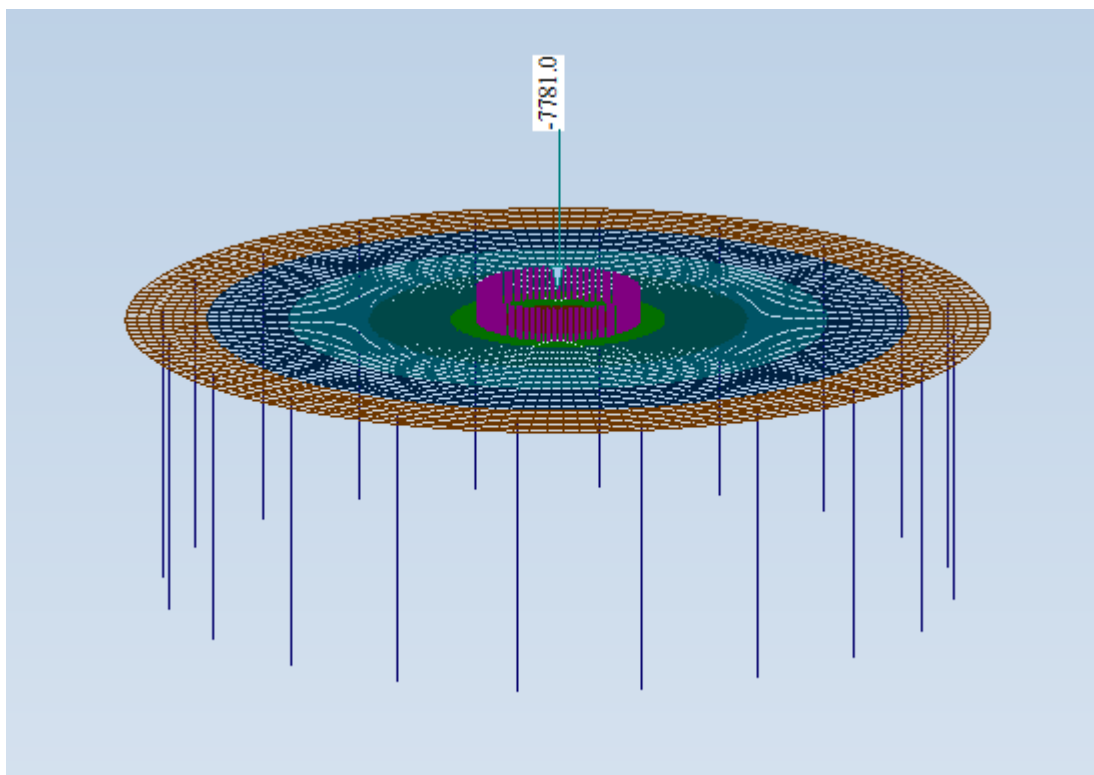


Figura 5-6: Carico verticale derivante dall'aerogeneratore

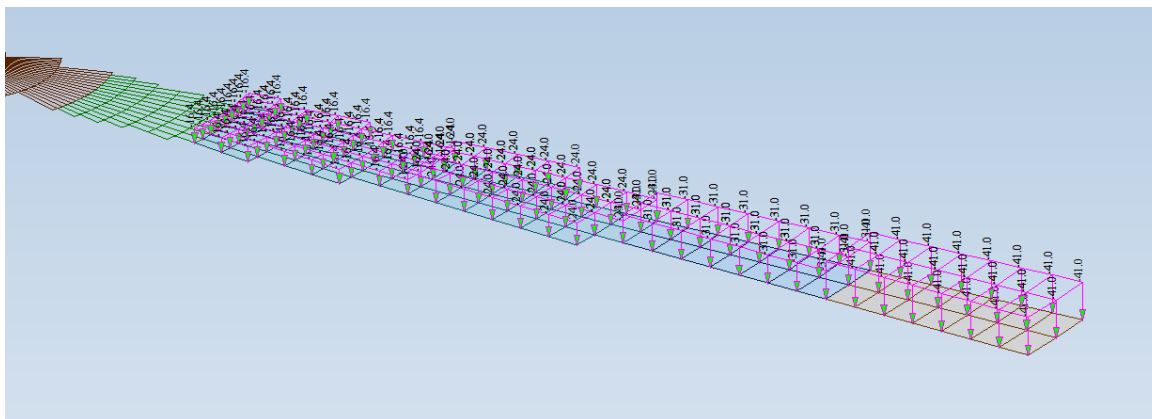


Figura 5-7: Peso del terreno sovrastante

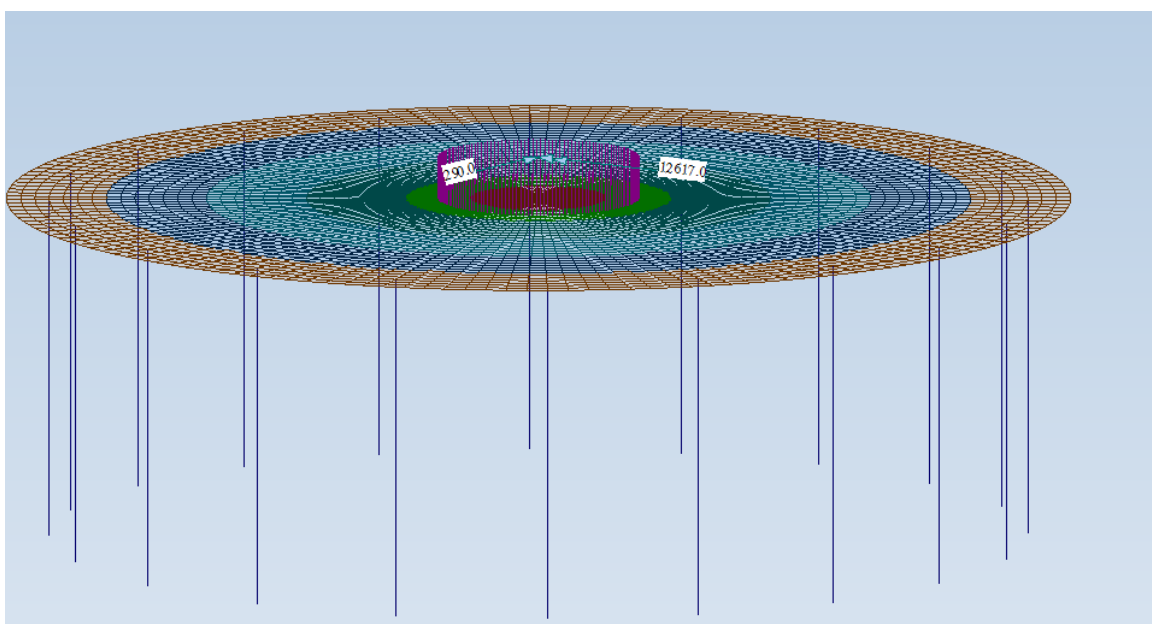


Figura 5-8: Combinazione sismica

L'aerogeneratore si poggia sulla corona superiore costituita da 160 nodi. Le sollecitazioni dell'aerogeneratore vengono applicate tramite l'utilizzo del "rigid body" cioè tramite un nodo master (il nodo centrale della fondazione) collegato in dx, dy, dx, rx, ry e rz ai 160 nodi precedenti.

Siccome tra i 160 nodi sui quali deve arrivare il carico e il nodo master sono presenti altri elementi "plate" si realizza un estrusione dei 160 nodi verso l'alto pari a 1 m e a questi elementi vengono assegnate le proprietà di un "rigid" ($E=3.0e^{10}$ kN/m² e Area=1000m²). I "rigid" sono bielle. Il nodo master viene bloccato in dx, dy e rx.

Il carico dell'aerogeneratore viene inserito seguendo le direzioni dei carichi; quindi ad esempio F_x è inserito in direzione X e così via. Data la forma della fondazione qualsiasi

direzione di inserimento sarebbe stata corretta: simmetricamente in direzione Y, i carichi dell'aerogeneratore andrebbero inseriti con gli stessi valori ma invertendo la X e la Y.

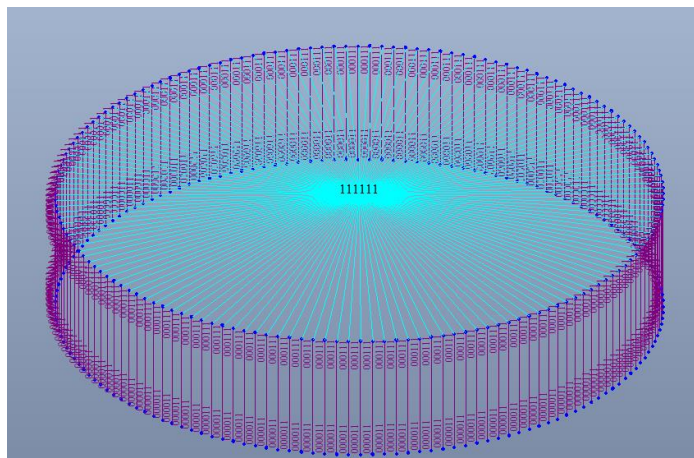


Figura 5-9: Applicazione carichi dall'aerogeneratore

Le combinazioni di carico individuate per le direzioni x e y sono 10 ciascuna e sono riportate nel paragrafo seguente.

5.5 Combinazioni di carico

Di seguito vengono elencati i casi di carico inseriti:

- PPauto: peso proprio;
- Perm: carichi permanenti applicati sulla struttura (e.g. il peso del terreno)
- Aerogeneratore: carico caratteristico
- Aerogeneratore: carico quasi permanente
- Aerogeneratore: carico estremo
- Aerogeneratore: solo carico verticale
- Aerogeneratore: carico frequente
- Sisma

	PP AUTO	PERM	AEROGENERATORE carico caratteristico	AEROGENERATORE qp	AEROGENERATORE carico estremo	AEROGENERATORE solo carico vert	AEROGENERATORE scarico frequente	sisma
g CB1 SLU	1.3	1.3		1.35				
g CB2 SLU	1.3	1.3				1.5		
g CB3 SLU	1	1			1			
g CB1 SLV	1	1				1		1
g CB2 SLV	1	1		1				1
g CB1 EQU	0.9	0.8		1.5				
g CB1 SLE RARA	1	1	1					
g CB2 SLE FREQ	1	1					1	
g CB3 SLE QP	1	1		1				

Figura 5-10: Combinazioni

6 RISULTATI E VERIFICHE

6.1 Platea - Verifica a flessione

La verifica della platea è stata condotta accertando che la medesima rimanga in campo elastico (*).

Si riportano di seguito gli involuipi dei momenti SLU in direzione x e y, top e bottom.

Nota bene: avendo inserito il carico dell'aerogeneratore solo in direzione X, le sollecitazioni massime sono in quella direzione; tutte le altre direzioni sono analoghe (anche se il valore di sollecitazione è basso o simmetrico).

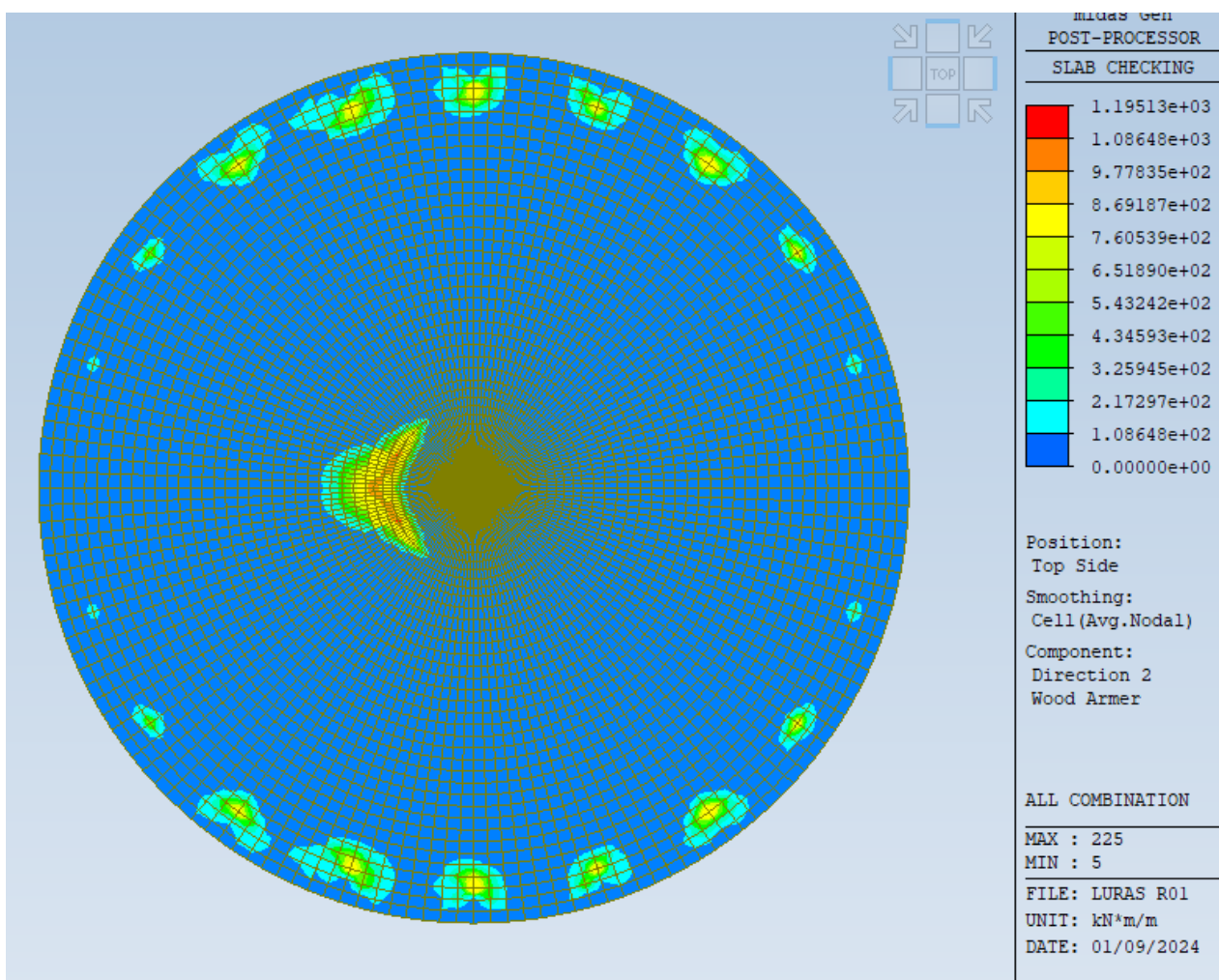


Figura 6-1: Top direzione x

(*): le fondazioni vengono verificate in campo elastico o sostanzialmente elastico sia agli SLU che agli SLV. Tale scelta è motivata dal fatto che la verifica in campo elastico è peggiorativa rispetto alla verifica in condizioni elasto-plastiche.

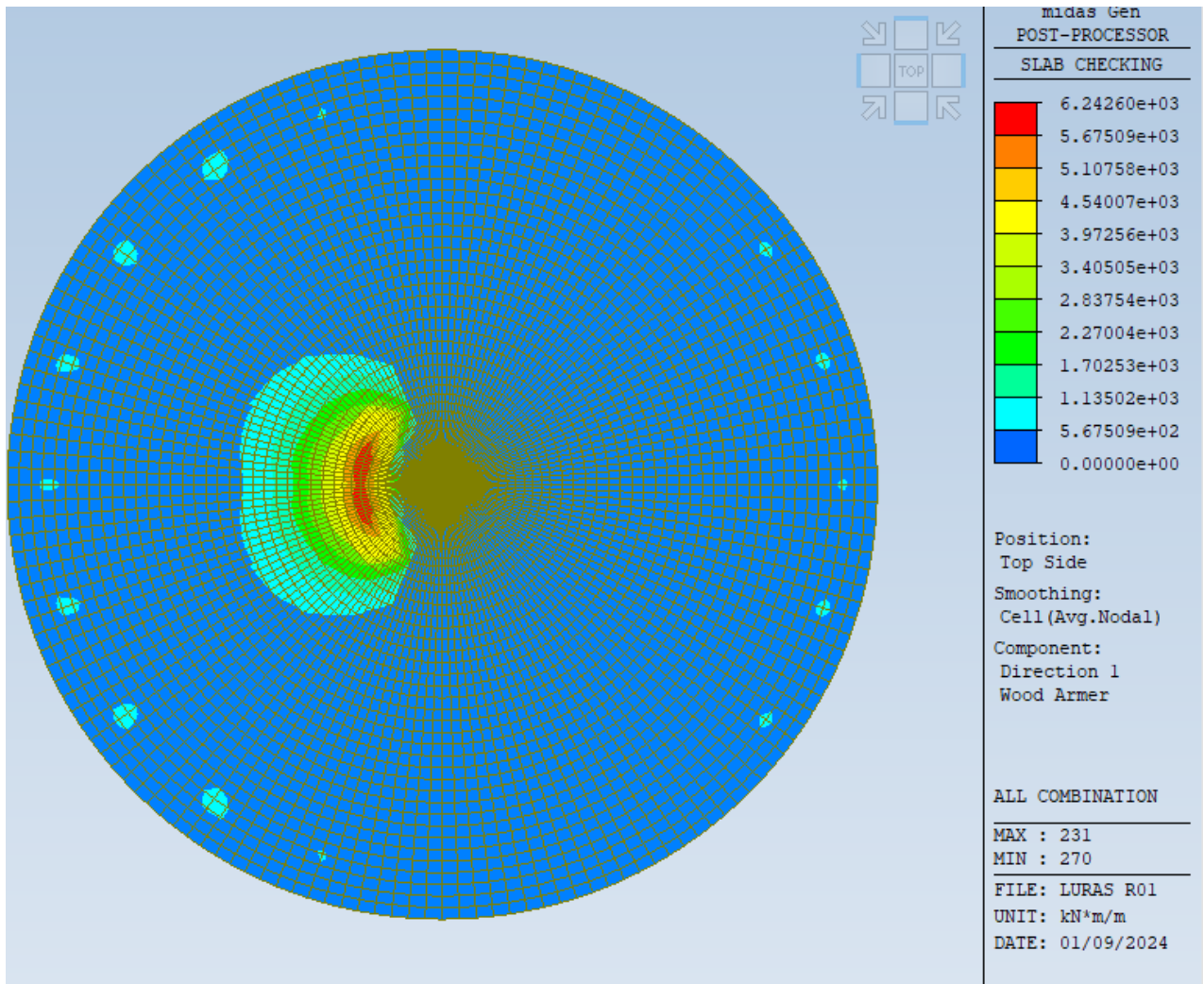


Figura 6-2: Top direzione y

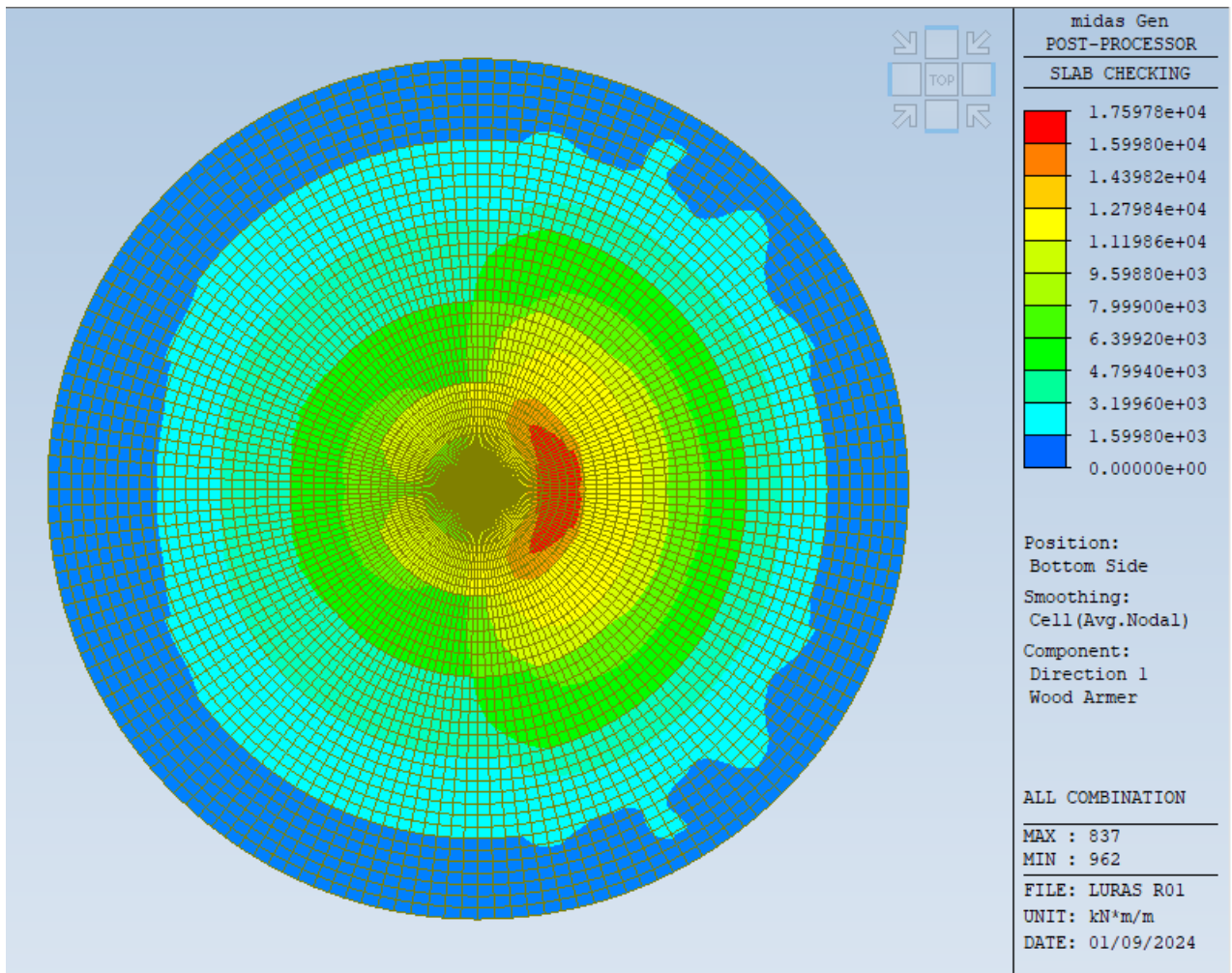


Figura 6-3: Bottom direzione x

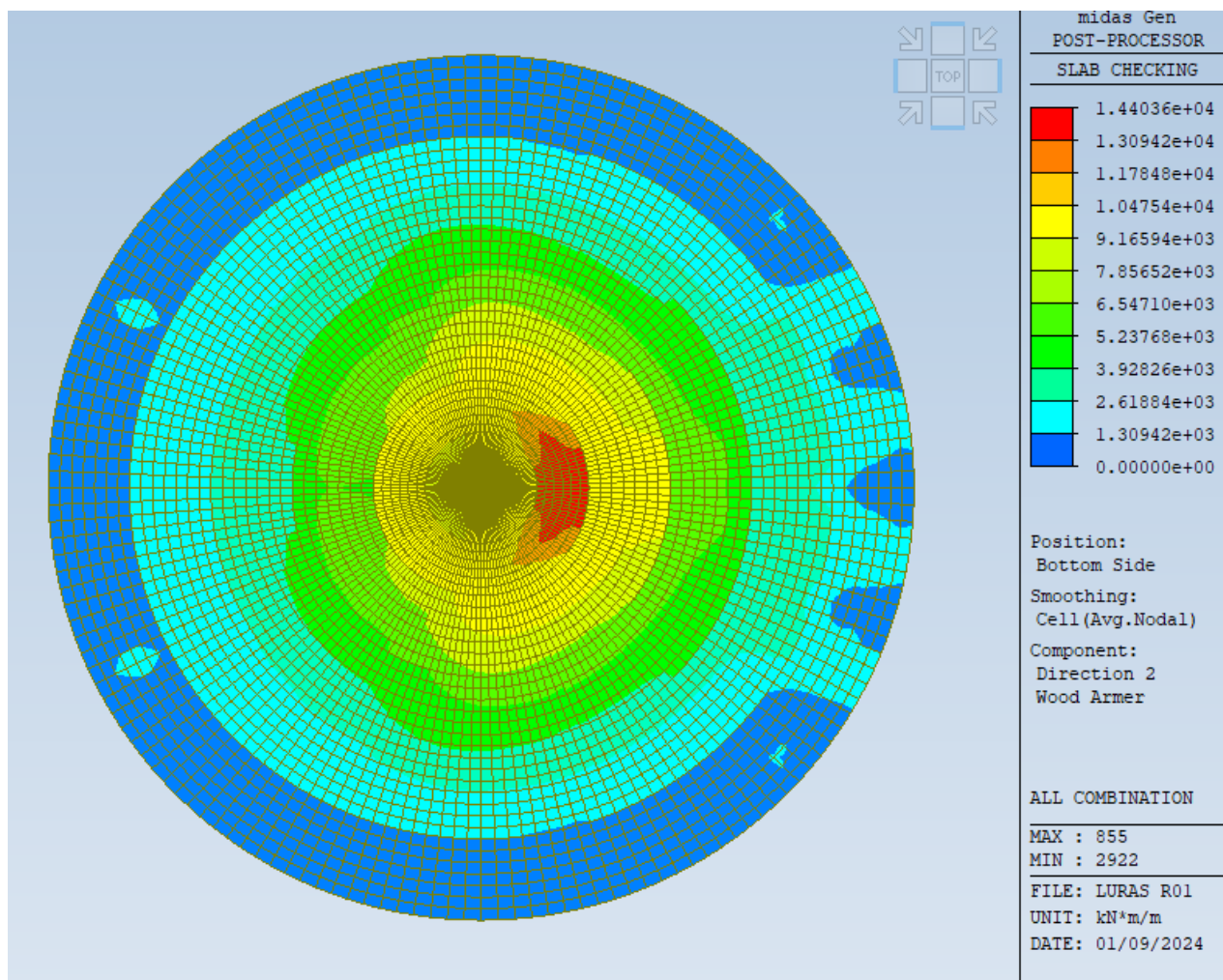


Figura 6-4: Bottom direzione y

Inferiormente la platea è armata da 1ø30/100 in entrambe le direzioni. Nella parte centrale è previsto un secondo strato di armatura di rinforzo realizzato tramite 1ø30/100 sia in direzione x che in direzione y.

Di seguito si riporta l'indicazione della zona rinforzata.

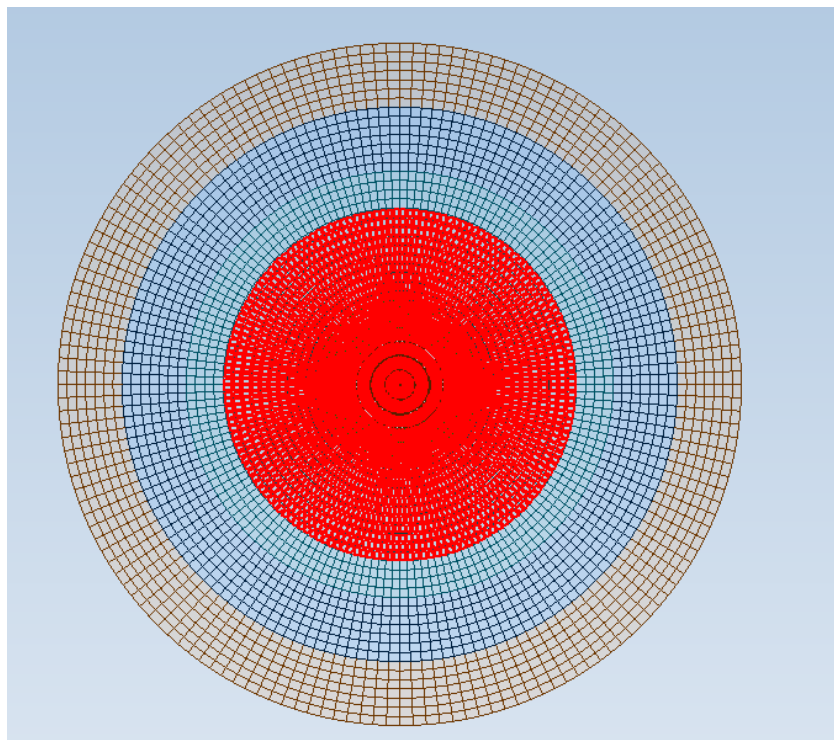


Figura 6-5: Infitimento armatura inferiore

Superiormente la platea è armata con ferri radiali $\varnothing 30$ che presentano un passo nella zona di maggiore sollecitazione (corona circolare dove si appoggia l'aerogeneratore) pari a 0.07m. Nella parte più esterna si raggiunge una distanza di 0.37m.

Nell'altra direzione si prevedono ferri $\varnothing 30$ circolari. Il passo è variabile.

Si prevede 1 $\varnothing 30/200$ nelle seguenti corone.

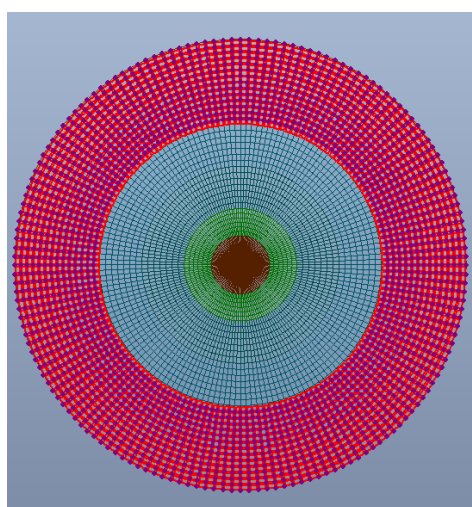


Figura 6-6: Disposizione armatura superiore

Si prevede 1 $\varnothing 30/150$ nelle seguenti corone.

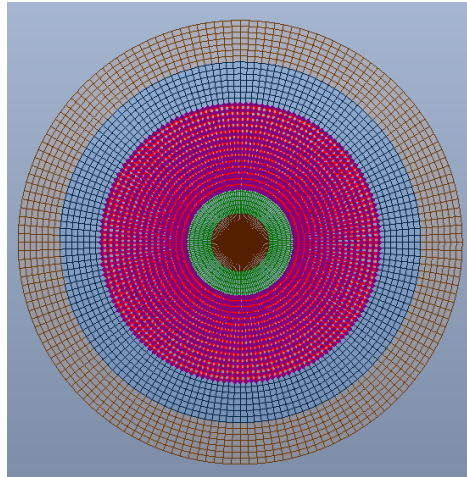


Figura 6-7: Disposizione armatura superiore

Si prevede 1 \varnothing 30/100 nella corona circolare più alta.

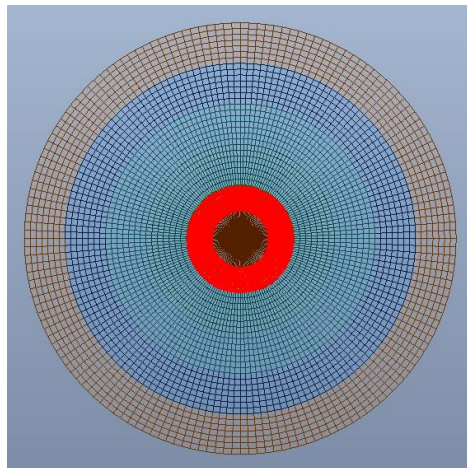


Figura 6-8: Disposizione armatura superiore

La circonferenza più interna è invece armata superiormente con 1 \varnothing 30/200 in entrambe le direzioni.

Di seguito si riportano i coefficienti di sfruttamento ottenuti nelle 4 direzioni.

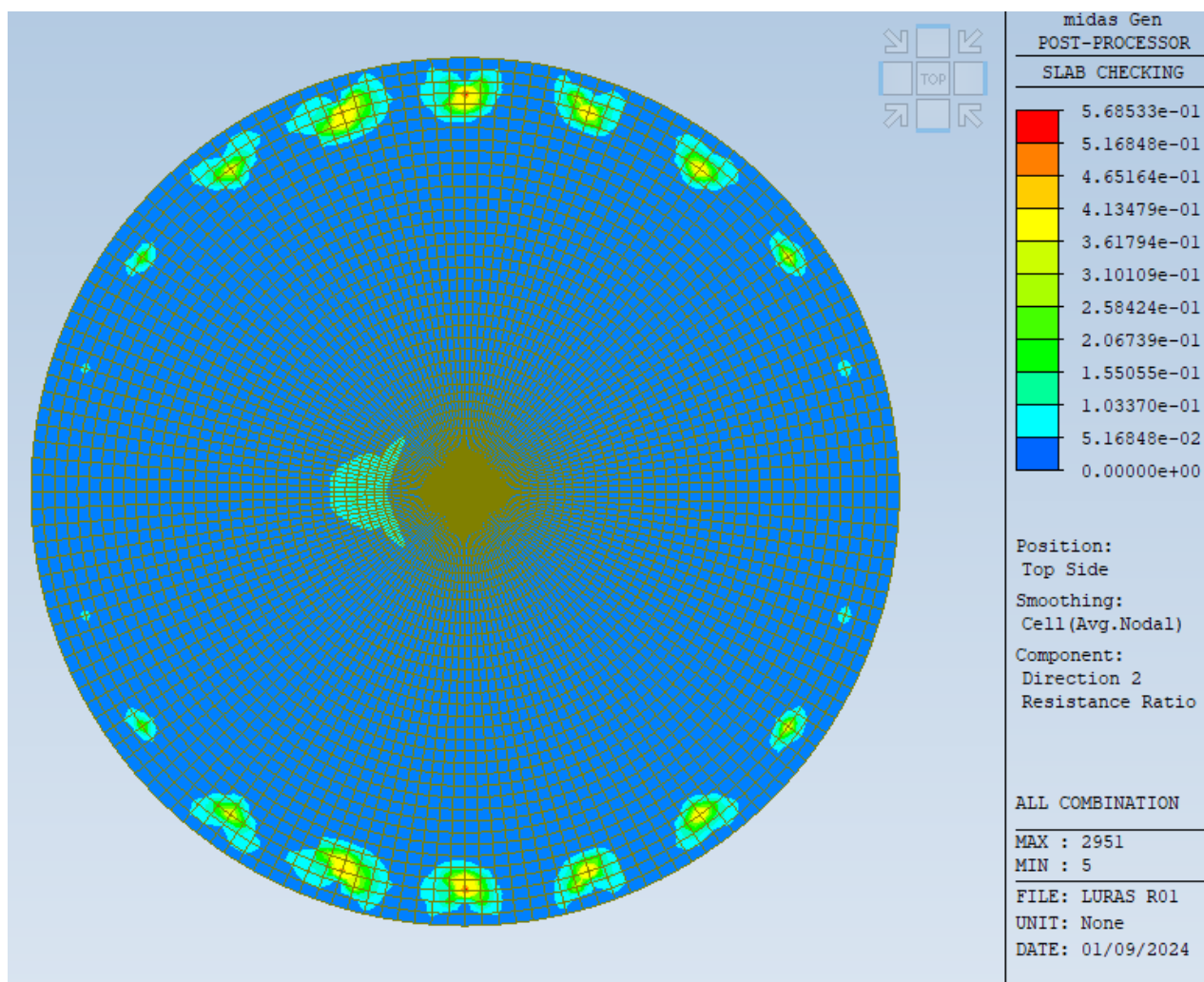


Figura 6-9: Coefficiente di sfruttamento top direzione x

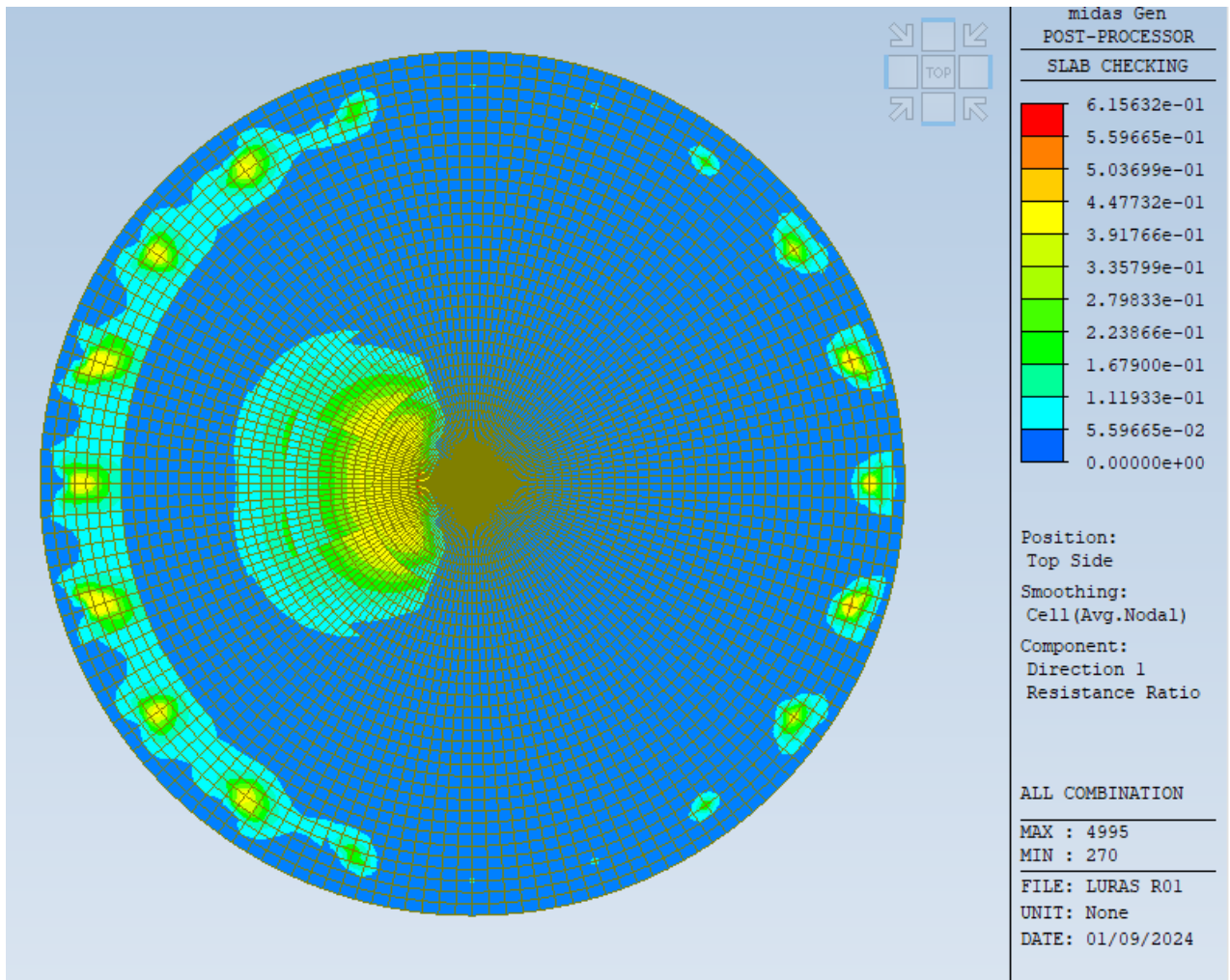


Figura 6-10: Coefficiente di sfruttamento top direzione y

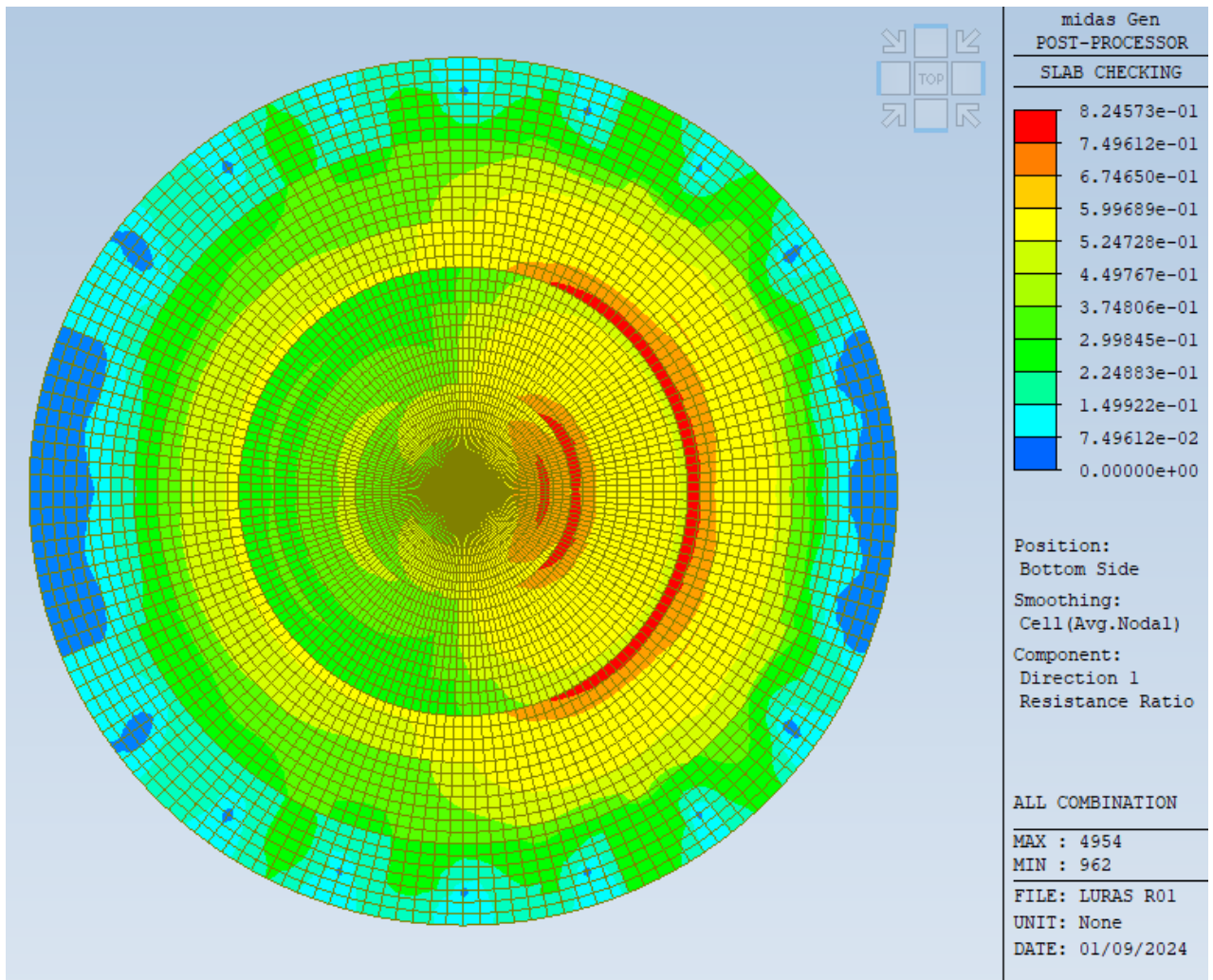


Figura 6-11: Coefficiente di sfruttamento bottom direzione x

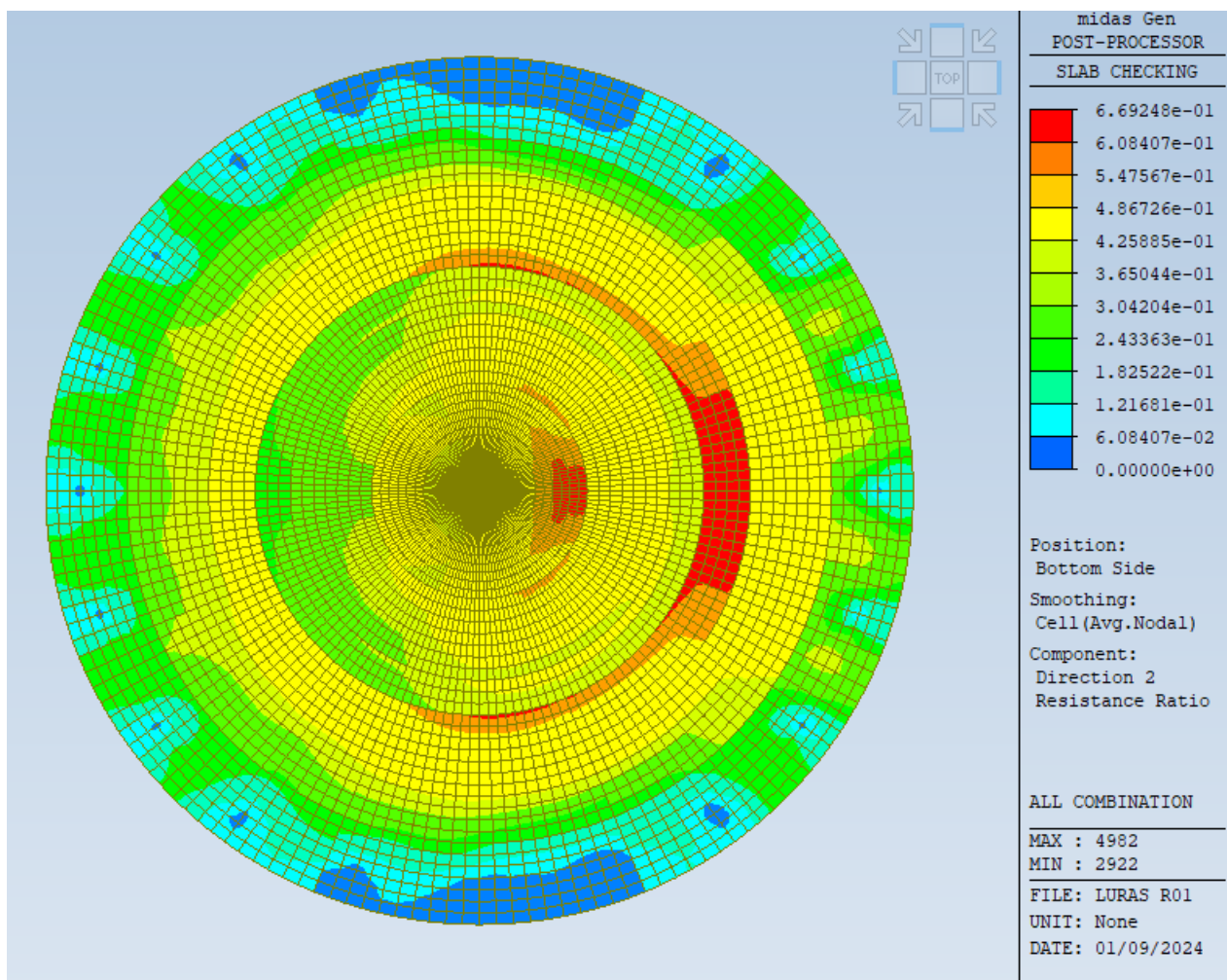


Figura 6-12: Coefficiente di sfruttamento bottom direzione y

6.2 Platea - Verifica a taglio

Di seguito si riporta il diagramma delle sollecitazioni taglianti nella combinazione all'involuppo allo SLU.

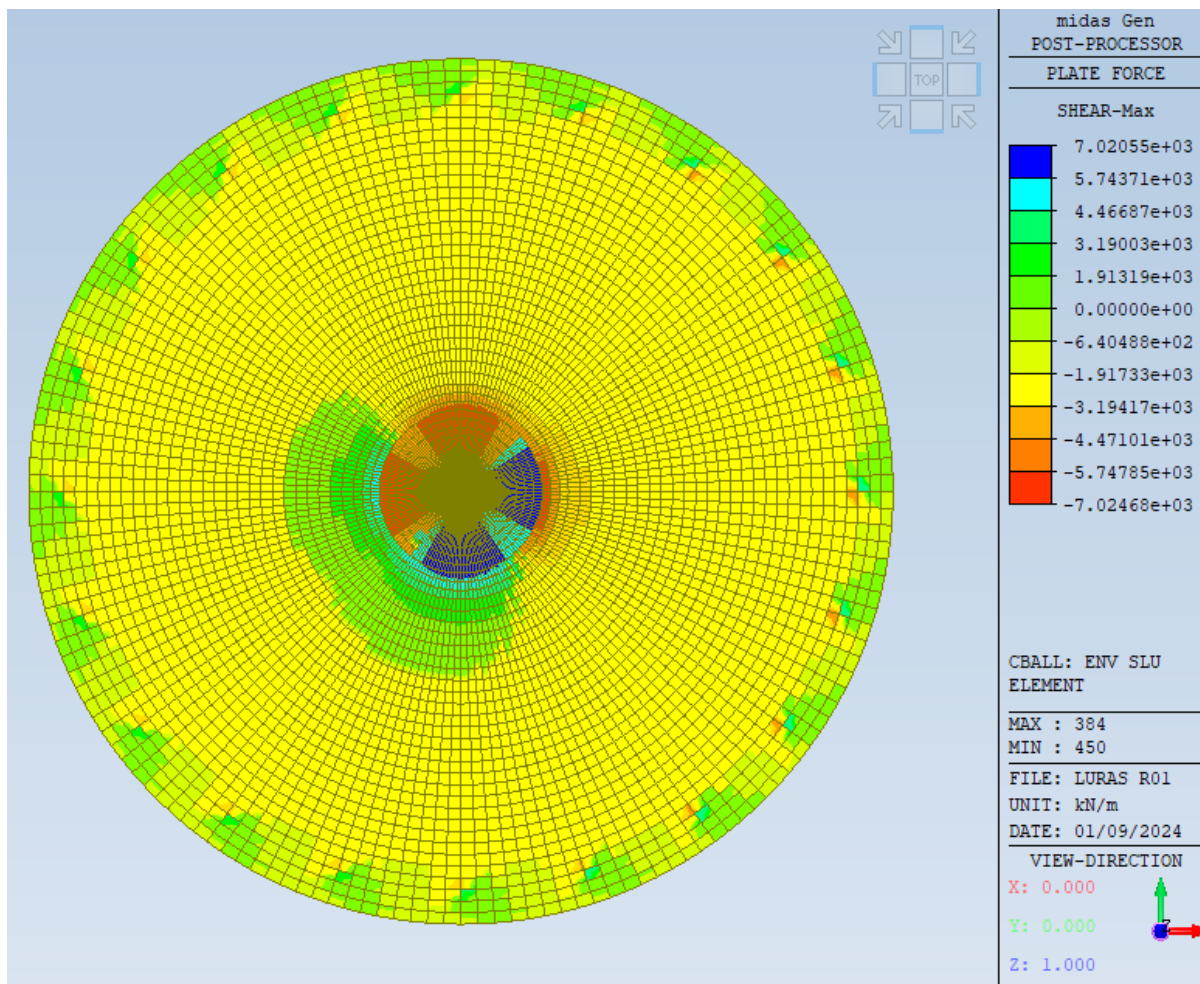


Figura 6-13: Taglio sollecitante

Nel seguito si procede a verificare le singole corone circolari partendo da quella più esterna.

CORONA H=2.18m

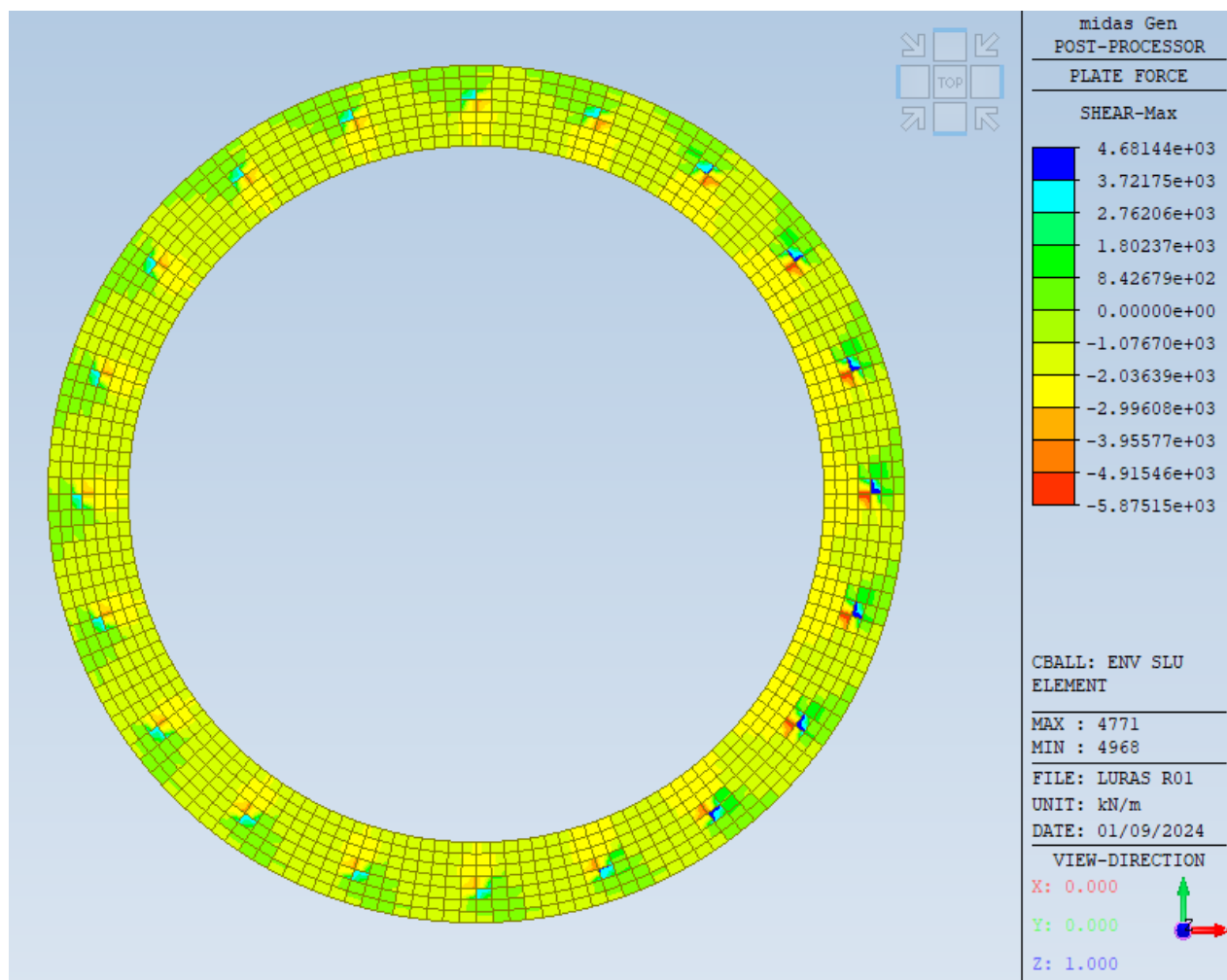


Figura 6-14: Taglio sollecitante corona h=2.18m

Il taglio resistente della corona senza armatura a taglio è il seguente.

Verifica allo stato limite per sollecitazione di TAGLIO					
Caratteristiche materiali dati					
calcestruzzo			acciaio		
Rck	40	MPa	resistenza caratteristica su cubi	fyk	450 MPa
fck	33.2	MPa	resistenza caratteristica cilindrica	B450C	Tensione di snervamento
fcm	41.2	MPa	resistenza caratteristica media	fyd	391.30 MPa
Ecm	33643	MPa	Modulo elastico medio		resistenza di calcolo
fcd	18.81	MPa	resistenza di calcolo a compressione	fbd	3.25 MPa
fctm	3.10	MPa	resistenza media a trazione semplice		resistenza aderenza acciaio-clc
fctd	1.45	MPa	resistenza di calcolo a trazione semplice		
Caratteristiche sezioni					
H=	2.18	m			
B=	1	m	$\alpha_s=$ 1	4.70333	9.4067
d=	1.962	m	k=	1.319275	
Asw=	10.4562	cm ² [Area staffe]	v _{min} =	0.305591	Mpa
s=	0.37	m [passo staffe]	$\sigma_{sp} =$	0.000	Mpa
Asl=	70.7	cm ²	pl	0.003603	
$\alpha =$	90		inclinazione staffe rispetto l'asse della trave		
$\theta =$	22		inclinazione puntoni di cls rispetto l'asse della trave		
			N _{ed} =	0	kN
Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio					
V _{Rd} =	710	kN			

Figura 6-15: Taglio Resistente senza armatura a taglio

Nel seguito si riportano le zone di platea non verificate a taglio senza prevedere adeguate armature (zone non colorate).

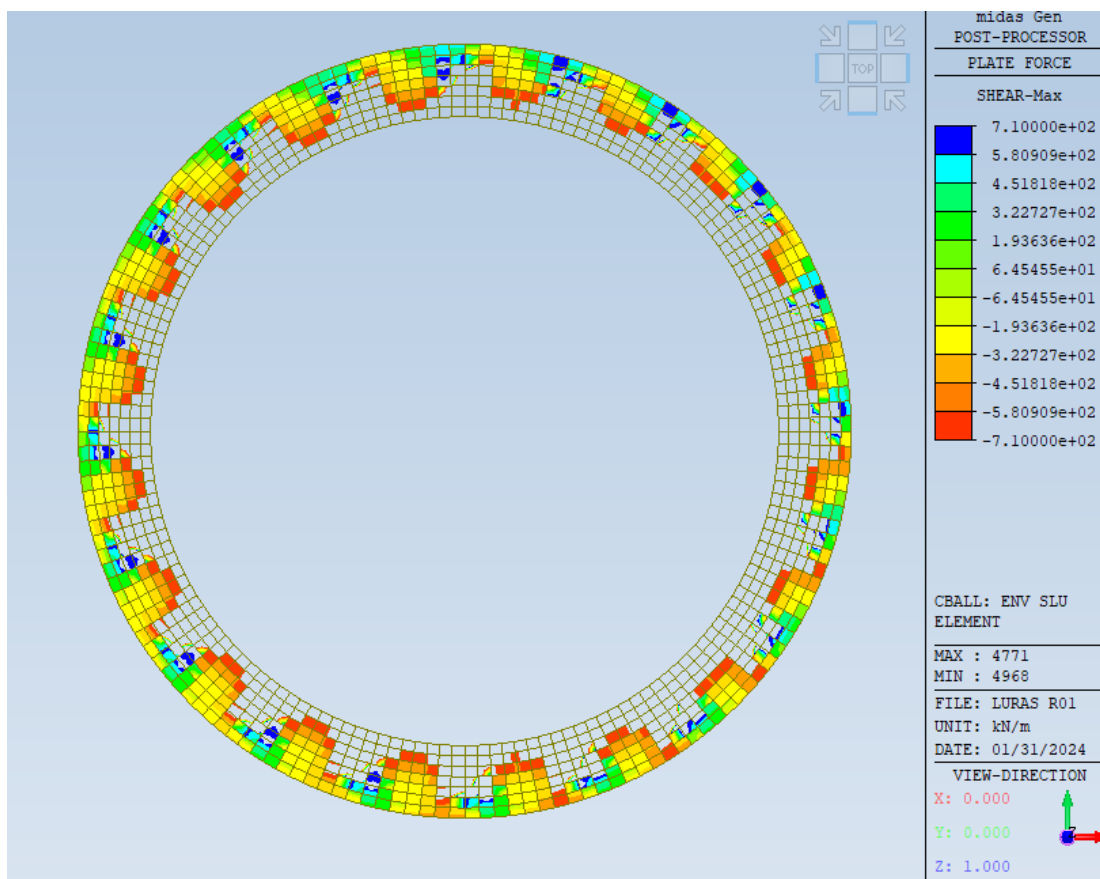


Figura 6-16: Zone non verificate a taglio corona h=2.18m

Si prevede armatura a taglio.

In particolare si prevedono cavallotti $\varnothing 20$ passo 30cm disposti in maniera radiale intorno alle corone come da schema sottostante.

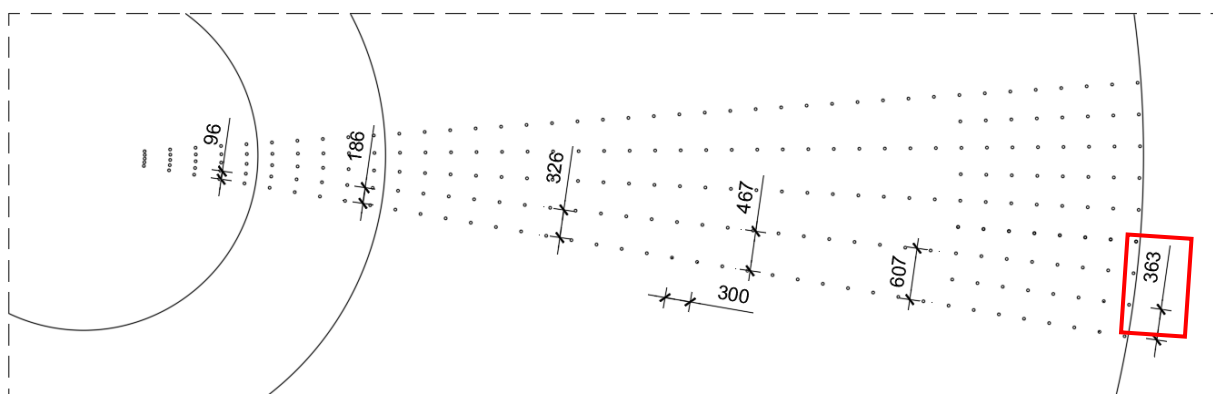


Figura 6-17: Passo cavallotti

Per la corona circolare più esterna si considera un passo delle armature (peggiore) pari a 0.37m.

Si ottiene il seguente taglio resistente.

Verifica allo stato limite per sollecitazione di TAGLIO					
Caratteristiche materiali dati					
calcestruzzo			acciaio		
Rck	40	MPa	resistenza caratteristica su cubi	fyk	450 MPa
fck	33.2	MPa	resistenza caratteristica cilindrica		B450C Tensione di snervamento
fcm	41.2	MPa	resistenza caratteristica media	fyd	391.30 MPa
Ecm	33643	MPa	Modulo elastico medio		resistenza di calcolo
fcd	18.81	MPa	resistenza di calcolo a compressione	fyd	3.25 MPa
fctm	3.10	MPa	resistenza media a trazione semplice		resistenza aderenza acciaio-clc
fctd	1.45	MPa	resistenza di calcolo a trazione semplice		
Caratteristiche sezioni					
H=	2.18	m			
B=	1	m	$\alpha_c = 1$	4.70333	9.4067
d=	1.962	m	k=	1.319275	
Asw=	10.4562	cm ² [Area staffe]	$v_{min} =$	0.305591	Mpa
s=	0.37	m [passo staffe]	$\sigma_{sp} =$	0.000	Mpa
Asl=	70.7	cm ²	$\rho l =$	0.003603	
$\alpha =$	90		inclinazione staffe rispetto l'asse della trave		
$\theta =$	22		inclinazione puntoni di cls rispetto l'asse della trave		$\theta = 20.05$
Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio					
$V_{Rd} =$	710	kN			
Elementi con armature trasversali resistenti al taglio					
$V_{Rd} =$	4833	kN	Resistenza di calcolo a taglio-trazione		
$V_{Rd} =$	5769	kN	Resistenza di calcolo a taglio-compressione		
$V_{Rd} =$	4833	kN	Resistenza a taglio della trave		
Taglio di calcolo					
V_{sdu}	τ	F_s	Prolungare le armature longitudinali di		100 cm
120	67.96	40.28			
125000	70789.4	0.04			
93000	52667.3	0.05			
0	0	#DIV/0!			
0	0	#DIV/0!			
0	0	#DIV/0!			

Figura 6-18: Taglio Resistente con armatura a taglio

Mediante questi rinforzi, opportunamente previsti, è possibile soddisfare le verifiche a taglio della platea come riportato nell'immagine sottostante (le zone grigie non sono più presenti a parte piccole zone circoscritte comunque in corrispondenza dei pali).

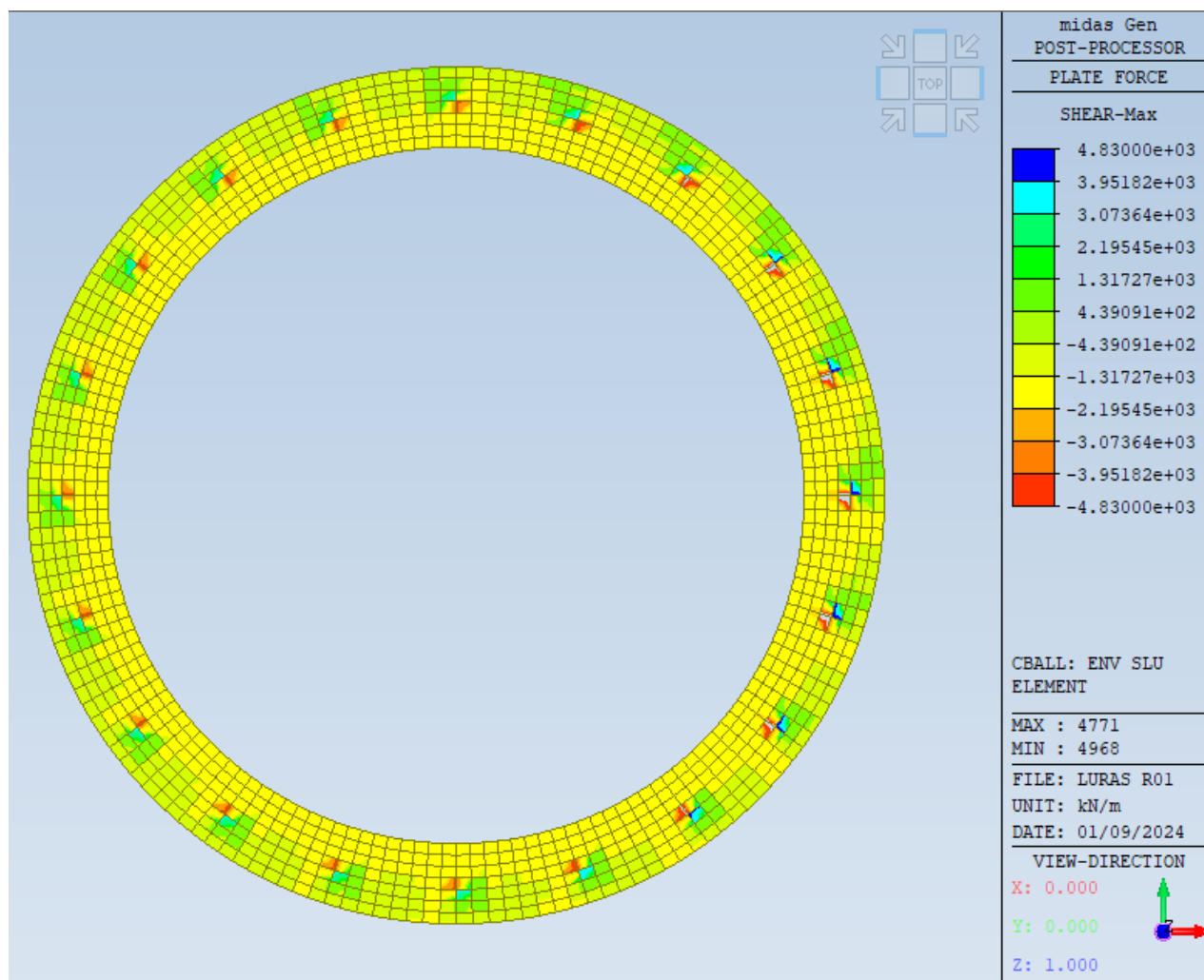


Figura 6-19: Verifica a taglio con armatura

CORONA H=2.56m

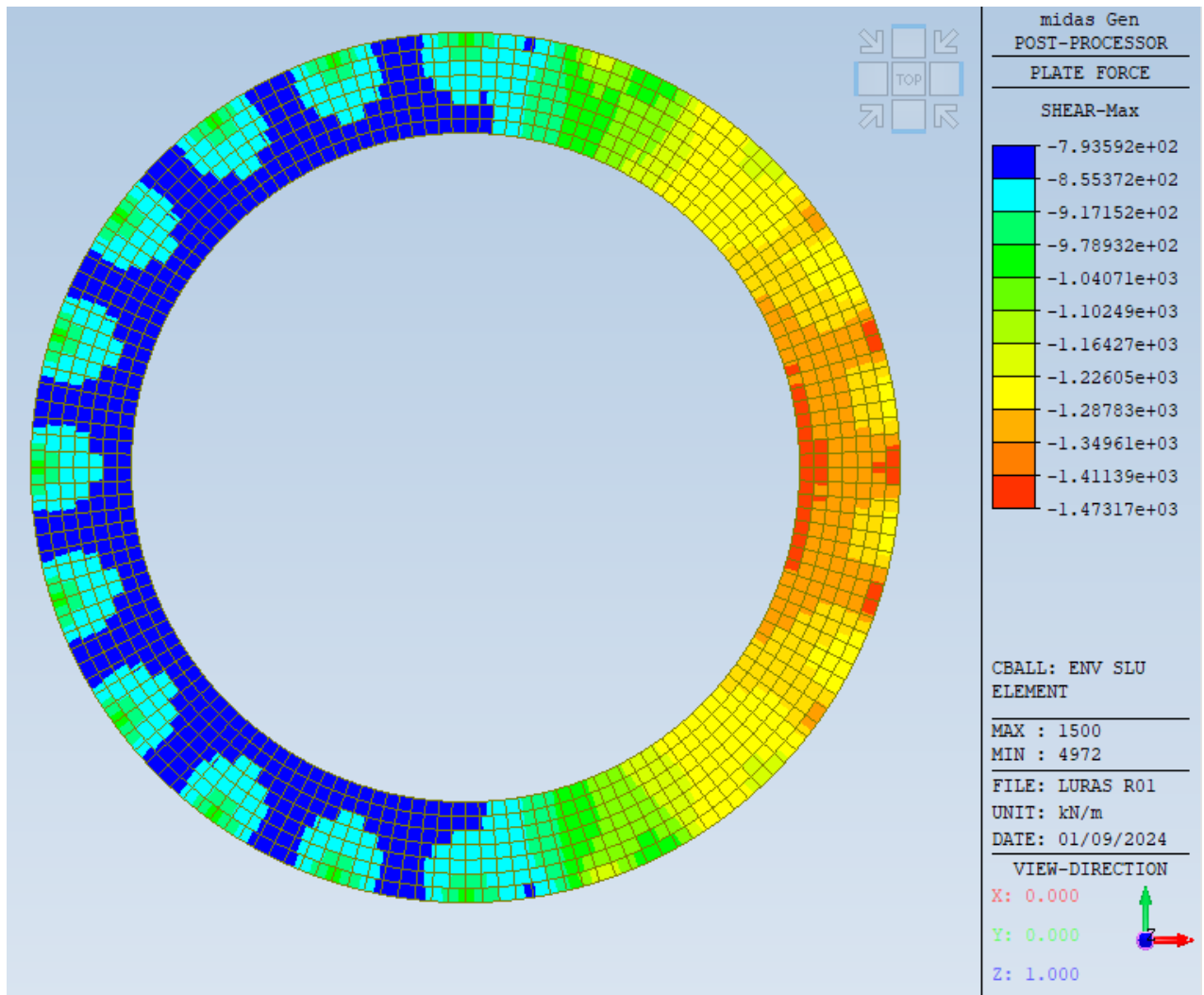


Figura 6-20: Taglio sollecitante corona h=2.56m

Il taglio resistente della corona senza armatura a taglio è il seguente

Verifica allo stato limite per sollecitazione di TAGLIO					
Caratteristiche materiali dati					
calcestruzzo			acciaio		
Rck	40	MPa	resistenza caratteristica su cubi	f _{yk}	450 MPa
fck	33.2	MPa	resistenza caratteristica cilindrica		B450C Tensione di snervamento
fcm	41.2	MPa	resistenza caratteristica media	f _{yd}	391.30 MPa
E _{cm}	33643	MPa	Modulo elastico medio		resistenza di calcolo
fcd	18.81	MPa	resistenza di calcolo a compressione	f _{bd}	3.25 MPa
fctm	3.10	MPa	resistenza media a trazione semplice		resistenza aderenza acciaio-clt
fctd	1.45	MPa	resistenza di calcolo a trazione semplice		
Caratteristiche sezioni					
H=	2.56	m			
B=	1	m	α _c = 1	4.70333	9.4067
d=	2.304	m	k= 1.294628		
A _{sw} =	10.4562	cm ² [Area staffe]	v _{min} = 0.297067 Mpa		
s=	0.607	m [passo staffe]	σ _{sp} = 0.000 Mpa	N _{ed} =	0 kN
A _{sl} =	70.7	cm ²	ρ _l 0.003069		
α=	90	inclinazione staffe rispetto l'asse della trave			
θ=	40	inclinazione puntoni di clt rispetto l'asse della trave		θ=	15.53
Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio					
V _{Rd} =	776	kN			

Figura 6-21: Taglio Resistente senza armatura a taglio

Nel seguito si riportano le zone di platea non verificate a taglio senza prevedere adeguate armature (zone colorate).

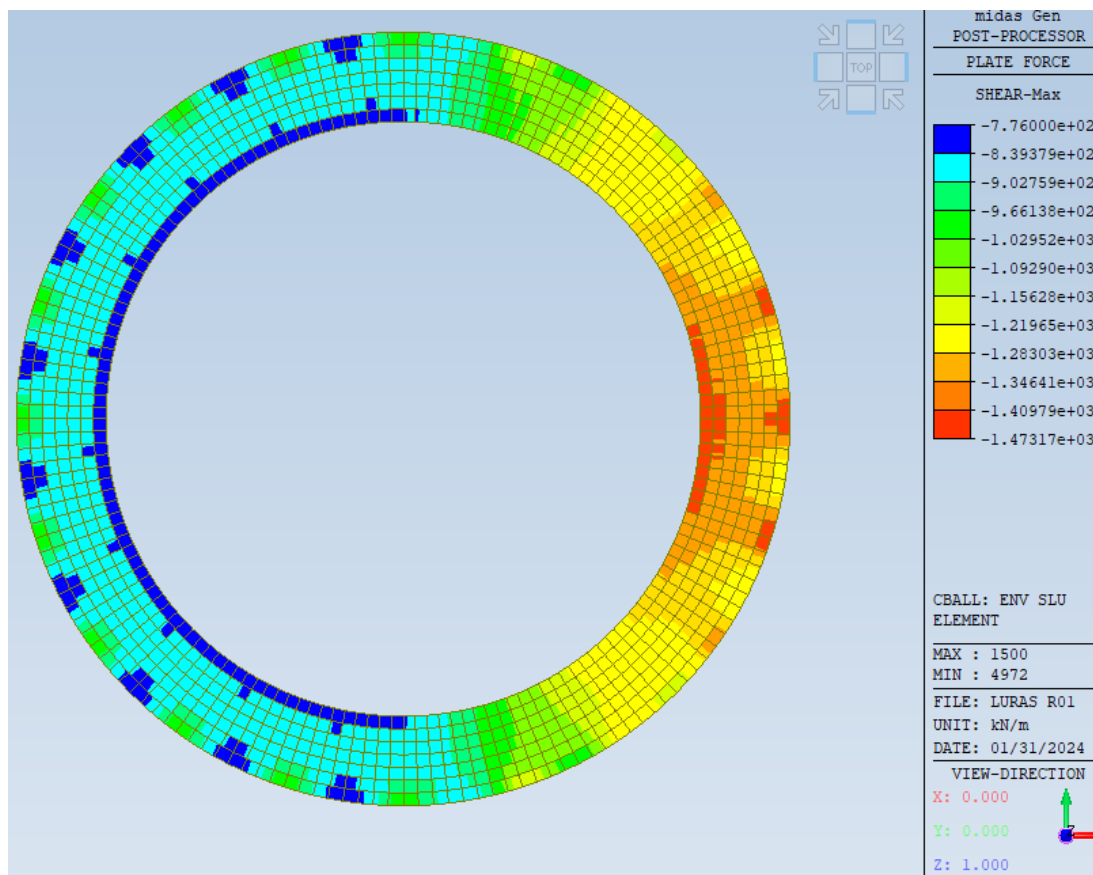


Figura 6-22: Zone non verificate a taglio corona h=2.56m

Si prevede armatura a taglio.

In particolare si prevedono cavallotti $\varnothing 20$ passo 30cm disposti in maniera radiale intorno alle corone come da schema sottostante.

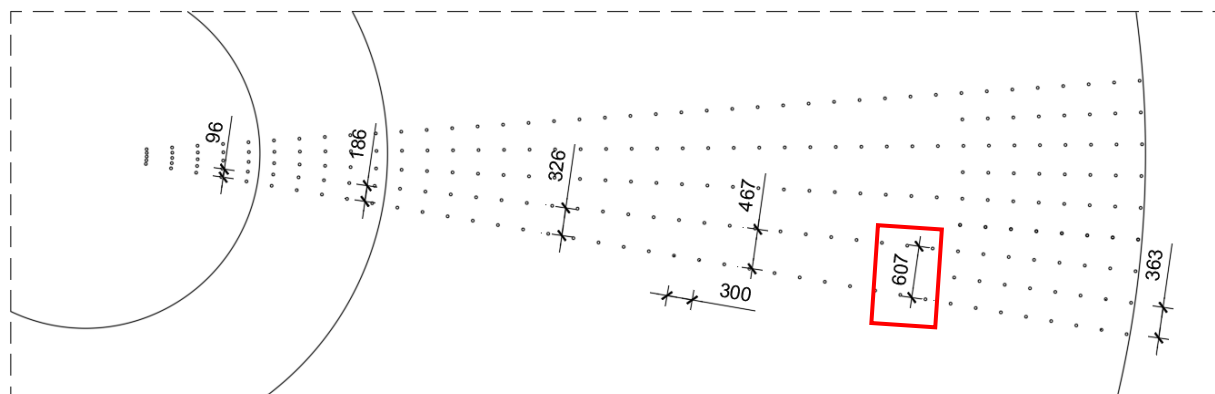


Figura 6-23: Passo cavallotti

Per la terza corona circolare si considera un passo delle armature (peggiore) pari a 0.607m.

Si ottiene il seguente taglio resistente.

<u>Verifica allo stato limite per sollecitazione di TAGLIO</u>					
<u>Caratteristiche materiali dati</u>					
<u>calcestruzzo</u>			<u>acciaio</u>		
Rck	40	MPa	resistenza caratteristica su cubi	f _{yk}	450 MPa B450C Tensione di snervamento
f _{ck}	33.2	MPa	resistenza caratteristica cilindrica		
f _{cm}	41.2	MPa	resistenza caratteristica media	f _{yd}	391.30 MPa resistenza di calcolo
E _{cm}	33643	MPa	Modulo elastico medio		
f _{cd}	18.81	MPa	resistenza di calcolo a compressione	f _{bd}	3.25 MPa resistenza aderenza acciaio-clt
f _{ctm}	3.10	MPa	resistenza media a trazione semplice		
f _{ctd}	1.45	MPa	resistenza di calcolo a trazione semplice		
<u>Caratteristiche sezioni</u>					
H	2.56	m			
B	1	m	$\alpha_s = 1$	4.70333	9.4067
d	2.304	m	k = 1.294628		
A _{sw}	10.4562	cm ² [Area staffe]	v _{min} = 0.297067 Mpa		
s	0.607	m [passo staffe]	$\sigma_{sp} = 0.000$ Mpa	N _{ed} =	0 kN
A _{sl}	70.7	cm ²	pl 0.003069		
α	90		inclinazione staffe rispetto l'asse della trave		
θ	40		inclinazione puntoni di clt rispetto l'asse della trave	$\theta =$	15.53
<u>Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio</u>					
V _{Rd}	776	kN			
<u>Elementi con armature trasversali resistenti al taglio</u>					
V _{Rtd}	1666	kN	Resistenza di calcolo a taglio-trazione		
V _{Rod}	9605	kN	Resistenza di calcolo a taglio-compresione		
V _{Rd}	1666	kN	Resistenza a taglio della trave		

Figura 6-24: Taglio Resistente con armatura a taglio

Mediante questi rinforzi, opportunamente previsti, è possibile soddisfare le verifiche a taglio della platea in quanto il taglio resistente della platea è pari a 1666 kN/m mentre il massimo taglio sollecitante è pari a 1473 kN/m.

CORONA H=3.07m

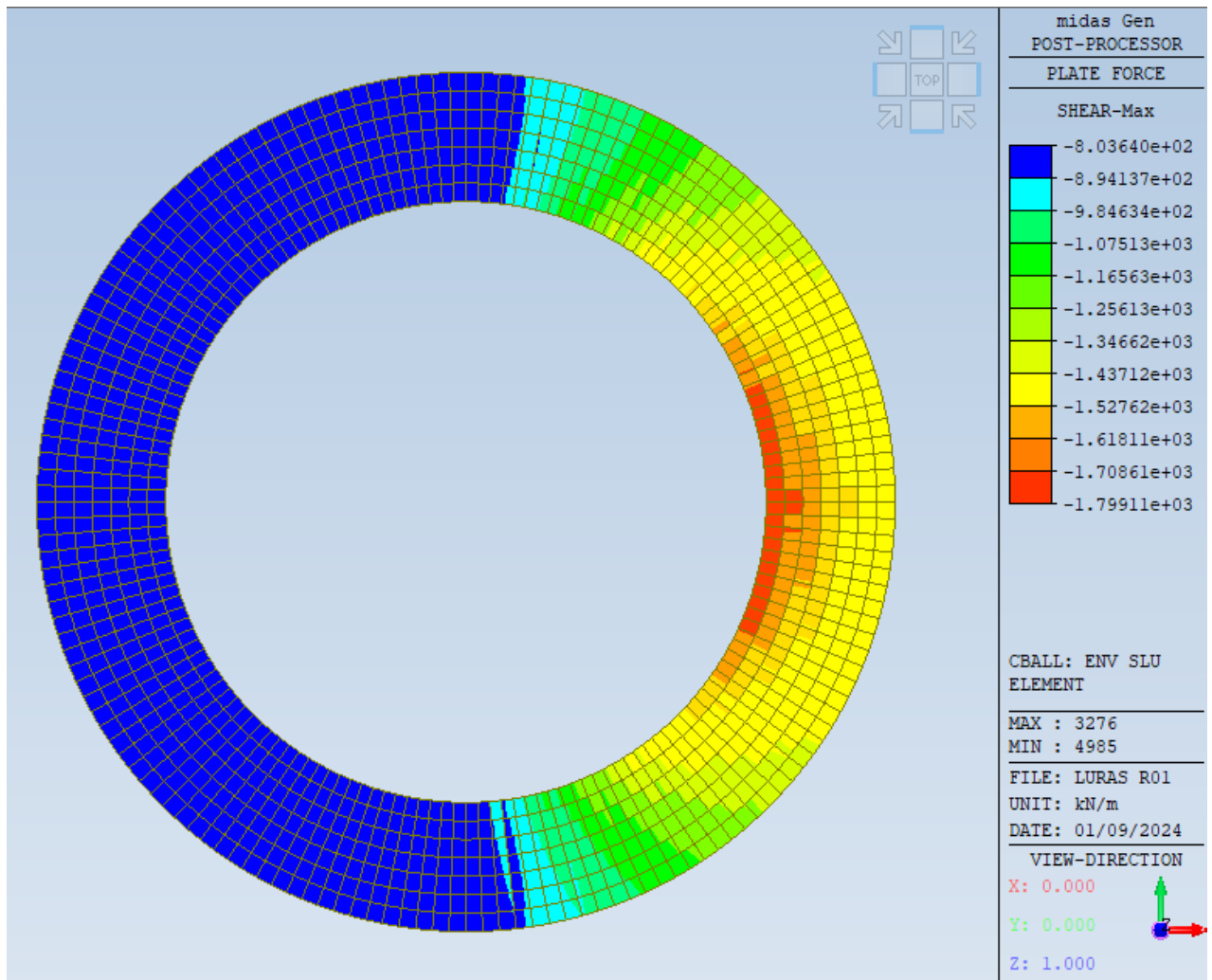


Figura 6-25: Taglio sollecitante corona h=3.07m

Il taglio resistente della corona senza armatura a taglio è il seguente.

Verifica allo stato limite per sollecitazione di TAGLIO					
Caratteristiche materiali dati					
calcestruzzo			acciaio		
Rck	40	MPa	resistenza caratteristica su cubi	fyk	450 MPa B450C Tensione di snervamento
fck	33.2	MPa	resistenza caratteristica cilindrica	fyd	391.30 MPa resistenza di calcolo
fcmm	41.2	MPa	resistenza caratteristica media		
Ecm	33643	MPa	Modulo elastico medio		
fcd	18.81	MPa	resistenza di calcolo a compressione	fbd	3.25 MPa resistenza aderenza acciaio-clt
fctm	3.10	MPa	resistenza media a trazione semplice		
fctd	1.45	MPa	resistenza di calcolo a trazione semplice		
Caratteristiche sezioni					
H=	3.07	m			
B=	1	m	$\alpha_c = 1$	4.70333	9.4067
d=	2.763	m	k=	1.269045	
Asw=	10.4562	cm ² [Area staffe]	v _{min} =	0.288305	Mpa
s=	0.467	m [passo staffe]	$\sigma_{sp} = 0.000$	Mpa	N _{sd} = 0 kN
Asl=	70.7	cm ²	pl	0.002559	
$\alpha = 90$	inclinazione staffe rispetto l'asse della trave				
$\theta = 45$	inclinazione puntoni di clt rispetto l'asse della trave				
$\theta = 17.77$					
Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio					
V _{Rd} =	859	kN			

Figura 6-26: Taglio Resistente senza armatura a taglio

Nel seguito si riportano le zone di platea non verificate a taglio senza prevedere adeguate armature (zone colorate).

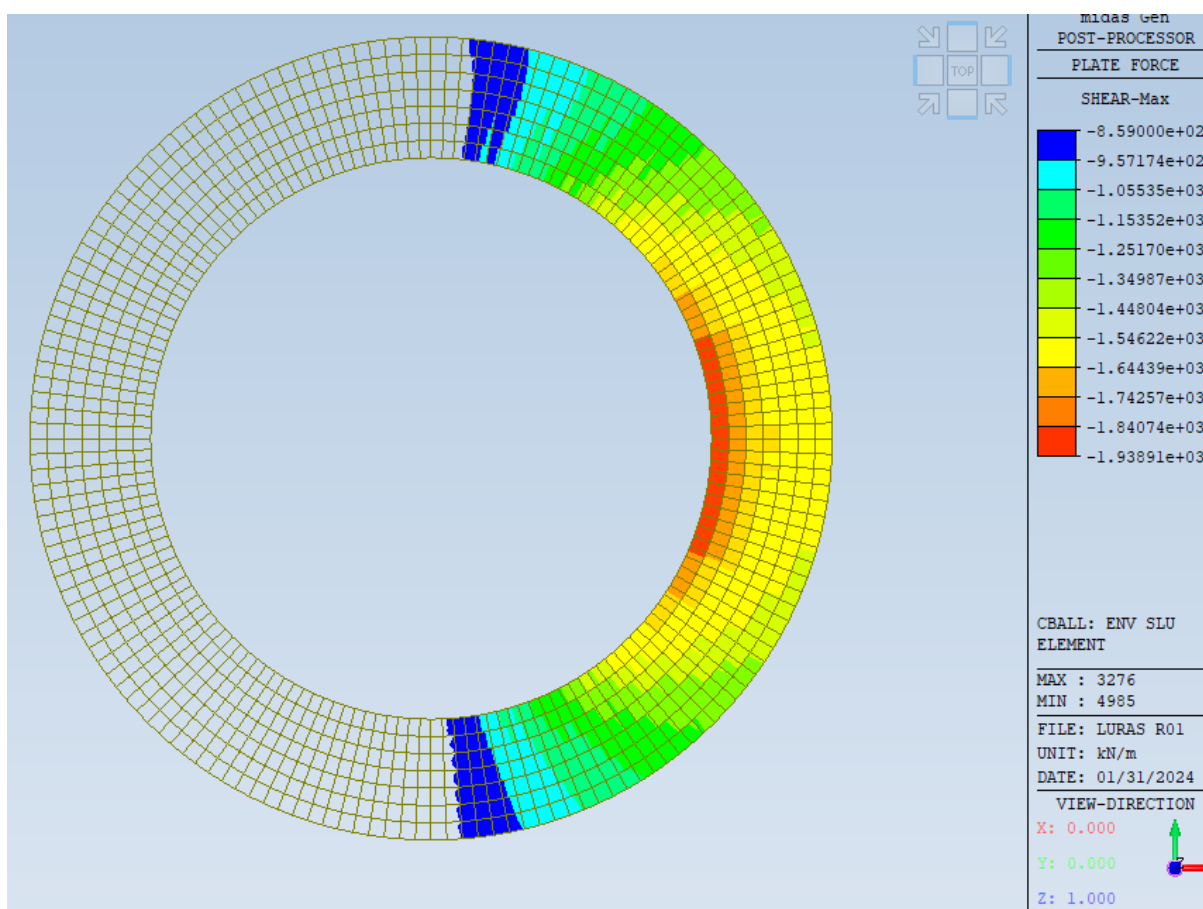


Figura 6-27: Zone non verificate a taglio corona h=3.07m

Si prevede armatura a taglio.

In particolare si prevedono cavallotti $\varnothing 20$ passo 30cm disposti in maniera radiale intorno alle corone come da schema sottostante.

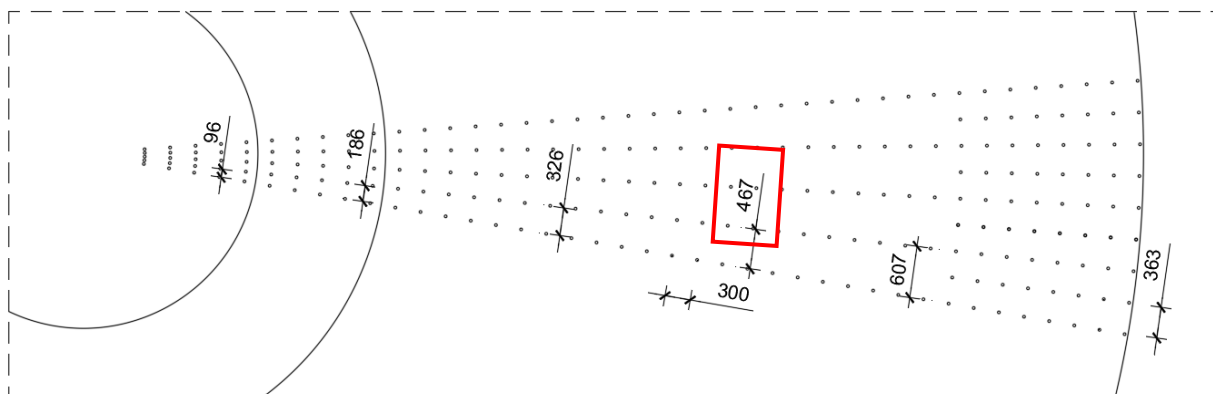


Figura 6-28: Passo cavallotti

Per la seconda corona circolare si considera un passo delle armature (peggiore) pari a 0.467m.

Si ottiene il seguente taglio resistente.

Verifica allo stato limite per sollecitazione di TAGLIO				
Caratteristiche materiali dati				
calcestruzzo			acciaio	
Rck	40	MPa	resistenza caratteristica su cubi	f _{yk} = 450 MPa B450C Tensione di snervamento
f _{ck}	33.2	MPa	resistenza caratteristica cilindrica	
f _{cm}	41.2	MPa	resistenza caratteristica media	f _{yd} = 391.30 MPa resistenza di calcolo
E _{cm}	33643	MPa	Modulo elastico medio	
f _{cd}	18.81	MPa	resistenza di calcolo a compressione	f _{bd} = 3.25 MPa resistenza aderenza acciaio-cls
f _{ctm}	3.10	MPa	resistenza media a trazione semplice	
f _{ctd}	1.45	MPa	resistenza di calcolo a trazione semplice	
Caratteristiche sezioni				
H	3.07	m		
B	1	m	$\alpha_s = 1$	4.70333 9.4067
d	2.763	m	k = 1.269045	
A _{sw}	10.4562	cm ² [Area staffe]	v _{min} = 0.288305 Mpa	
s	0.467	m [passo staffe]	$\sigma_{sp} = 0.000$ Mpa	N _{ed} = 0 kN
A _{sl}	70.7	cm ²	pl = 0.002559	
α	90	inclinazione staffe rispetto l'asse della trave		
θ	45	inclinazione puntoni di cls rispetto l'asse della trave	$\theta = 17.77$	
Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio				
V _{Rd}	859	kN		
Elementi con armature trasversali resistenti al taglio				
V _{Rd}	2179	kN	Resistenza di calcolo a taglio-trazione	
V _{Rod}	11696	kN	Resistenza di calcolo a taglio-compresione	
V _{Rd}	2179	kN	Resistenza a taglio della trave	

Figura 6-29: Taglio Resistente con armatura a taglio

Mediante questi rinforzi, opportunamente previsti, è possibile soddisfare le verifiche a taglio della platea in quanto il taglio resistente della platea è pari a 2179 kN/m mentre il massimo taglio sollecitante è pari a 1799 kN/m.

CORONA H=3.54m

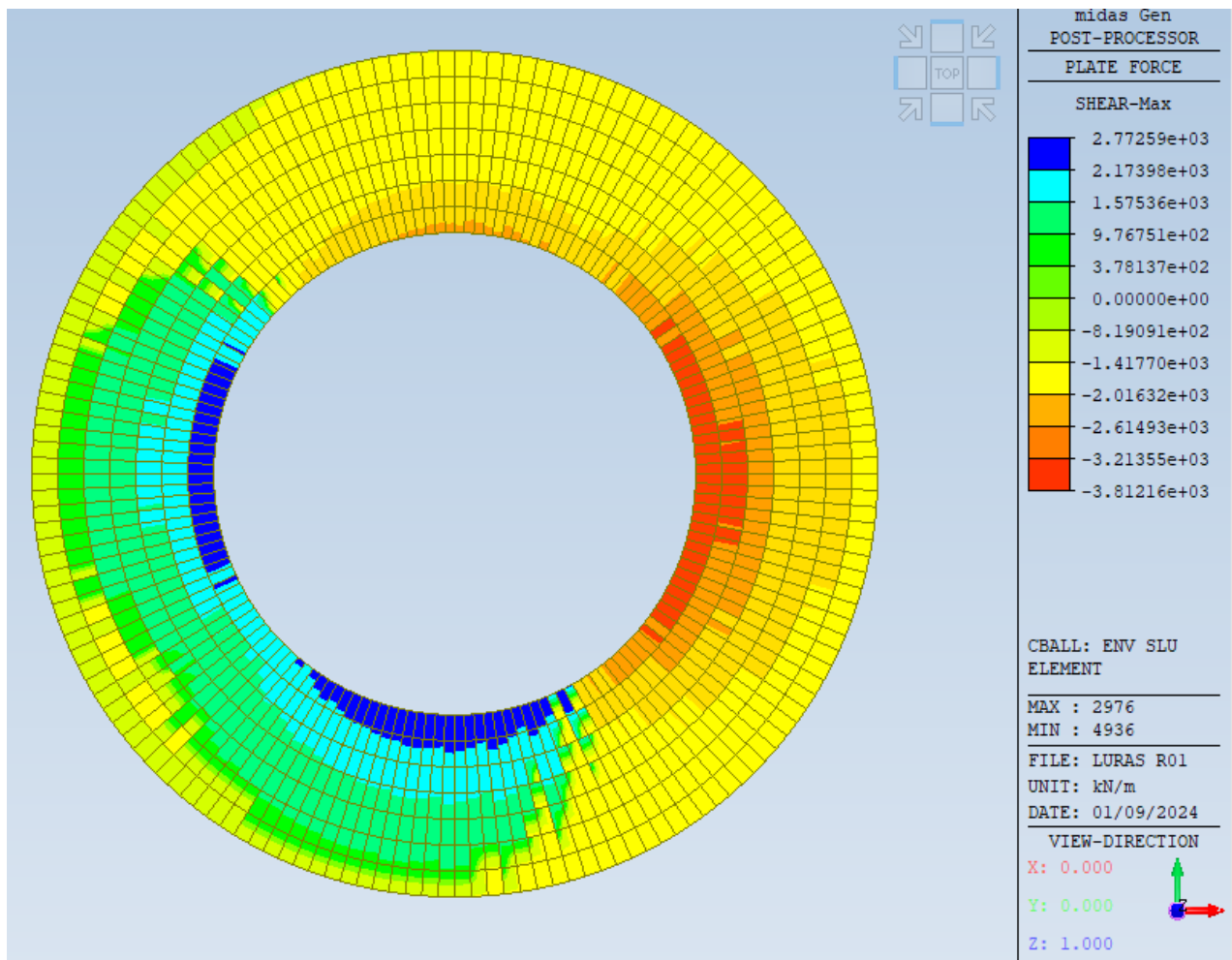


Figura 6-30: Taglio sollecitante corona h=3.54m

Il taglio resistente della corona senza armatura a taglio è il seguente.

Verifica allo stato limite per sollecitazione di TAGLIO					
Caratteristiche materiali dati					
calcestruzzo			acciaio		
Rck	40	MPa	resistenza caratteristica su cubi	fyk	450 MPa B450C Tensione di snervamento
fck	33.2	MPa	resistenza caratteristica cilindrica		
fcm	41.2	MPa	resistenza caratteristica media	fyd	391.30 MPa resistenza di calcolo
Ecm	33643	MPa	Modulo elastico medio		
fcd	18.81	MPa	resistenza di calcolo a compressione	fyd	3.25 MPa resistenza aderenza acciaio-cls
fctm	3.10	MPa	resistenza media a trazione semplice		
fctd	1.45	MPa	resistenza di calcolo a trazione semplice		
Caratteristiche sezioni					
H=	3.54	m			
B=	1	m	$\alpha_c = 1$	4.70333	9.4067
d=	3.186	m	k= 1.250549		
Asw=	10.4562	cm ² [Area staffe]	$v_{min} = 0.282025$ Mpa		
s=	0.326	m [passo staffe]	$\sigma_{op} = 0.000$ Mpa	N _{ed} =	0 kN
Asl=	70.7	cm ²	pl 0.002219		
$\alpha = 90$	inclinazione staffe rispetto l'asse della trave				
$\theta = 39$	inclinazione puntoni di cls rispetto l'asse della trave				
$\theta = 21.42$					
Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio					
V _{Rd} =	930	kN			

Figura 6-31: Taglio Resistente senza armatura a taglio

Nel seguito si riportano le zone di platea non verificate a taglio senza prevedere adeguate armature (zone non colorate).

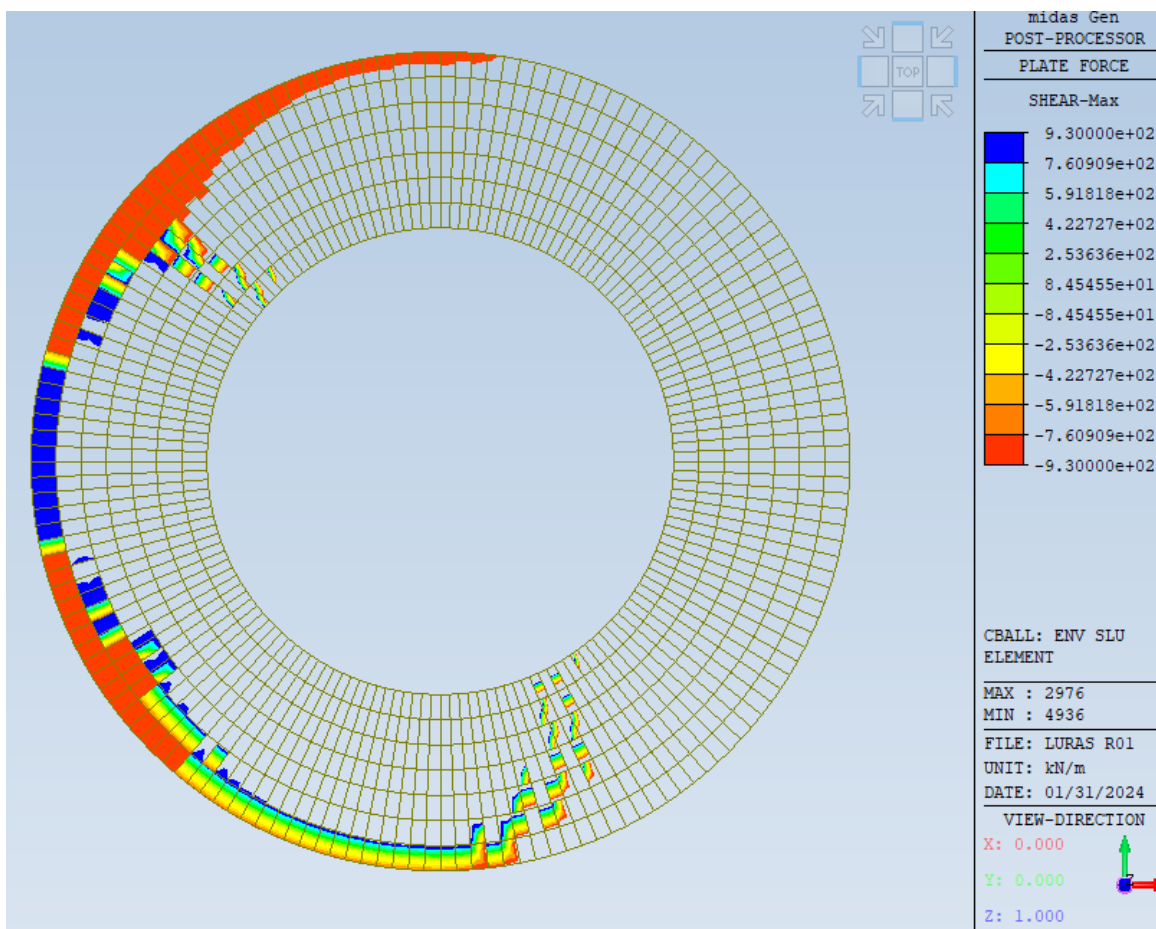


Figura 6-32: Zone non verificate a taglio corona h=3.54m

Si prevede armatura a taglio.

In particolare si prevedono cavallotti $\varnothing 20$ passo 30cm disposti in maniera radiale intorno alle corone come da schema sottostante.

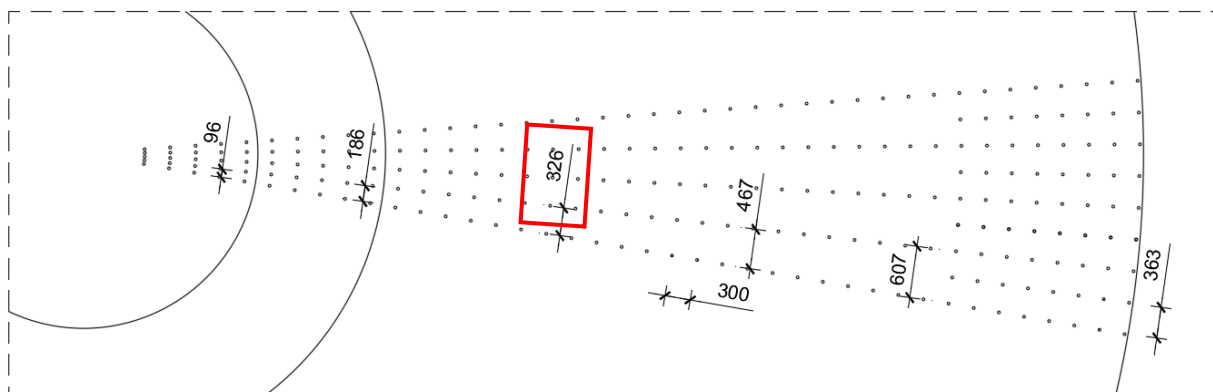


Figura 6-33: Passo cavallotti

Per la corona circolare più esterna si considera un passo delle armature (peggiore) pari a 0.326m. Si ottiene il seguente taglio resistente.

Verifica allo stato limite per sollecitazione di TAGLIO					
Caratteristiche materiali dati					
calcestruzzo			acciaio		
Rck	40	MPa	resistenza caratteristica su cubi	fyk	450 MPa
fck	33.2	MPa	resistenza caratteristica cilindrica		B450C Tensione di snervamento
fcm	41.2	MPa	resistenza caratteristica media	fyd	391.30 MPa
Ecm	33643	MPa	Modulo elastico medio		resistenza di calcolo
fcd	18.81	MPa	resistenza di calcolo a compressione	fibd	3.25 MPa
fctm	3.10	MPa	resistenza media a trazione semplice		resistenza aderenza acciaio-clc
fctd	1.45	MPa	resistenza di calcolo a trazione semplice		
Caratteristiche sezioni					
H	3.54	m			
B	1	m	$\alpha_c = 1$	4.70333	9.4067
d	3.186	m	k = 1.250549		
Asw	10.4562	cm ² [Area staffe]	$v_{min} = 0.282025$	Mpa	
s	0.326	m [passo staffe]	$\sigma_{sp} = 0.000$	Mpa	N _{oc} = 0 kN
Asl	70.7	cm ²	$\rho_l = 0.002219$		
α	90		inclinazione staffe rispetto l'asse della trave		
θ	39		inclinazione puntoni di cls rispetto l'asse della trave		$\theta = 21.42$
Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio					
V _{Rd}	930	kN			
Elementi con armature trasversali resistenti al taglio					
V _{Rd}	4444	kN	Resistenza di calcolo a taglio-trazione		
V _{Rd}	13192	kN	Resistenza di calcolo a taglio-compressione		
V _{Rd}	4444	kN	Resistenza a taglio della trave		

Figura 6-34: Taglio Resistente con armatura a taglio

Mediante questi rinforzi, opportunamente previsti, è possibile soddisfare le verifiche a taglio della platea in quanto il taglio resistente della platea è pari a 4444 kN/m mentre il massimo taglio sollecitante è pari a 3812 kN/m.

CORONA H=4.4m

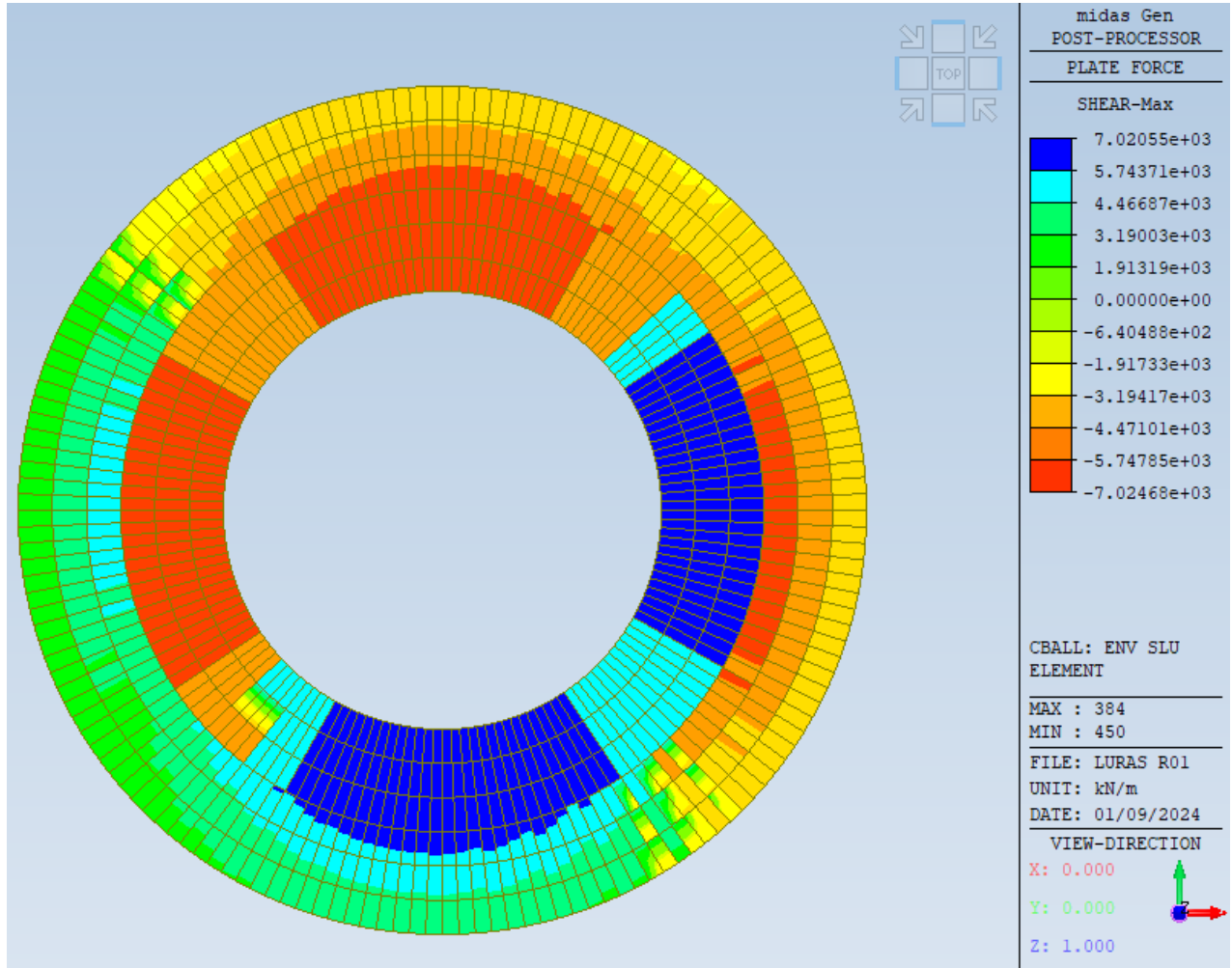


Figura 6-35: Taglio sollecitante corona h=4.4m

Il taglio resistente della corona senza armatura a taglio è il seguente

Verifica allo stato limite per sollecitazione di TAGLIO					
Caratteristiche materiali dati					
calcestruzzo			acciaio		
Rck	45	MPa	resistenza caratteristica su cubi	fyk	450 MPa
fck	37.35	MPa	resistenza caratteristica cilindrica	B450C	Tensione di snervamento
fcm	45.35	MPa	resistenza caratteristica media	fyd	391.30 MPa
Ecm	34625	MPa	Modulo elastico medio		resistenza di calcolo
fcd	21.17	MPa	resistenza di calcolo a compressione	fyd	391.30 MPa
fctm	3.35	MPa	resistenza media a trazione semplice	fyd	391.30 MPa
fctd	1.56	MPa	resistenza di calcolo a trazione semplice	fyd	391.30 MPa
				fbd	3.52 MPa
					resistenza aderenza acciaio-clc
Caratteristiche sezioni					
H=	4.4	m			
B=	1	m	$\alpha_c=$	1	5.29125 10.583
d=	3.96	m	k=	1.224733	
Asw=	10.4562	cm ² [Area staffe]	$v_{min}=$	0.289918	Mpa
s=	0.186	m [passo staffe]	$\sigma_{sp}=$	0.000	Mpa
Asl=	70.7	cm ²	ρ_l	0.001785	
$\alpha=$	90	inclinazione staffe rispetto l'asse della trave			
$\theta=$	44	inclinazione puntoni di cls rispetto l'asse della trave			
				$N_{ed}=$	0 kN
Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio					
$V_{Rd}=$	1148	kN			

Figura 6-36: Taglio Resistente senza armatura a taglio

Nel seguito si riportano le zone di platea non verificate a taglio senza prevedere adeguate armature (zone non colorate).

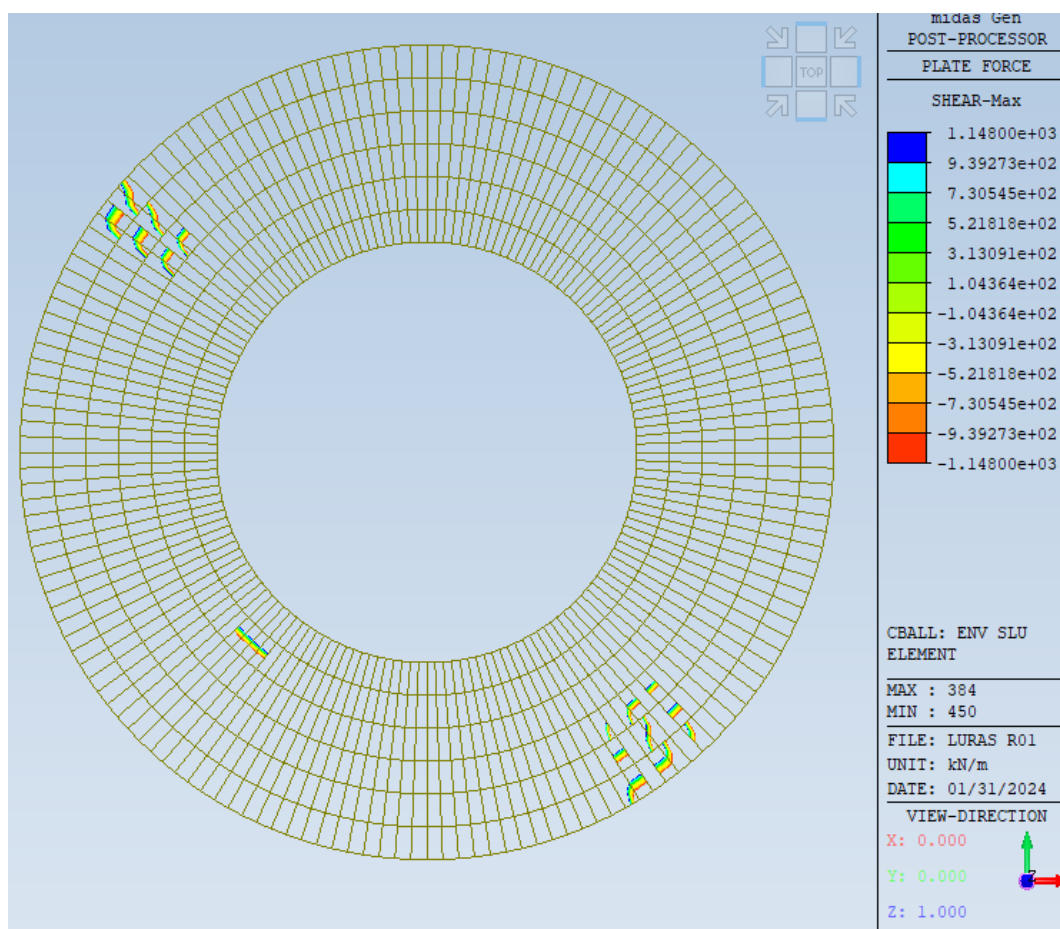


Figura 6-37: Zone non verificate a taglio corona h=4.4m

Si prevede armatura a taglio.

In particolare si prevedono cavallotti $\varnothing 20$ passo 30cm disposti in maniera radiale intorno alle corone come da schema sottostante.

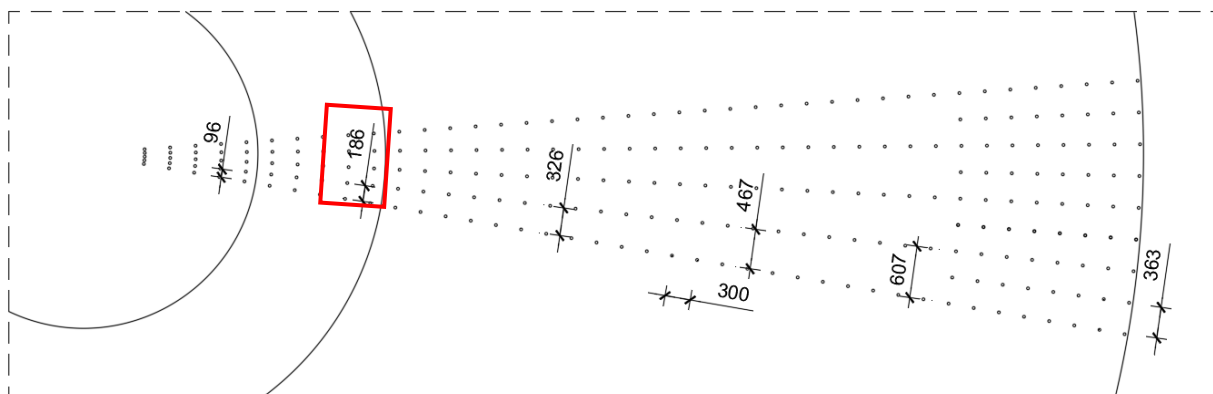


Figura 6-38: Passo cavallotti

Per la corona circolare si considera un passo delle armature (peggiore) pari a 0.186m.

Si ottiene il seguente taglio resistente.

Verifica allo stato limite per sollecitazione di TAGLIO					
Caratteristiche materiali dati					
calcestruzzo			acciaio		
Rck	45	MPa	resistenza caratteristica su cubi	fyk	450 MPa
fck	37.35	MPa	resistenza caratteristica cilindrica		B450C Tensione di snervamento
fcm	45.35	MPa	resistenza caratteristica media	fyd	391.30 MPa
Ecm	34625	MPa	Modulo elastico medio		resistenza di calcolo
fcd	21.17	MPa	resistenza di calcolo a compressione	fyd	391.30 MPa
fctm	3.35	MPa	resistenza media a trazione semplice	fbd	3.52 MPa
fctd	1.56	MPa	resistenza di calcolo a trazione semplice		resistenza aderenza acciaio-clt
Caratteristiche sezioni					
H=	4.4	m			
B=	1	m	$\alpha_0=$ 1	5.29125	10.583
d=	3.96	m	k=	1.224733	
Asw=	10.4562	cm ² [Area staffe]	$v_{res}=$	0.289918	Mpa
s=	0.186	m [passo staffe]	$\sigma_{sp}=$	0.000	Mpa
Asl=	70.7	cm ²	pl	0.001785	
$\alpha=$	90	inclinazione staffe rispetto l'asse della trave			
$\theta=$	44	inclinazione puntoni di cis rispetto l'asse della trave		$\theta=$	27.12
Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio					
V_{Rd}	1148	kN			
Elementi con armature trasversali resistenti al taglio					
V_{Rcd}	8119	kN	Resistenza di calcolo a taglio-trazione		
V_{Rcd}	18847	kN	Resistenza di calcolo a taglio-compresione		
V_{Rd}	8119	kN	Resistenza a taglio della trave		

Figura 6-39: Taglio Resistente con armatura a taglio

Mediante questi rinforzi, opportunamente previsti, è possibile soddisfare le verifiche a taglio della platea in quanto il taglio resistente della platea è pari a 8119 kN/m mentre il massimo taglio sollecitante è pari a 7025 kN/m.

CORONA H=4.1m

Il taglio resistente della corona senza armatura a taglio è il seguente

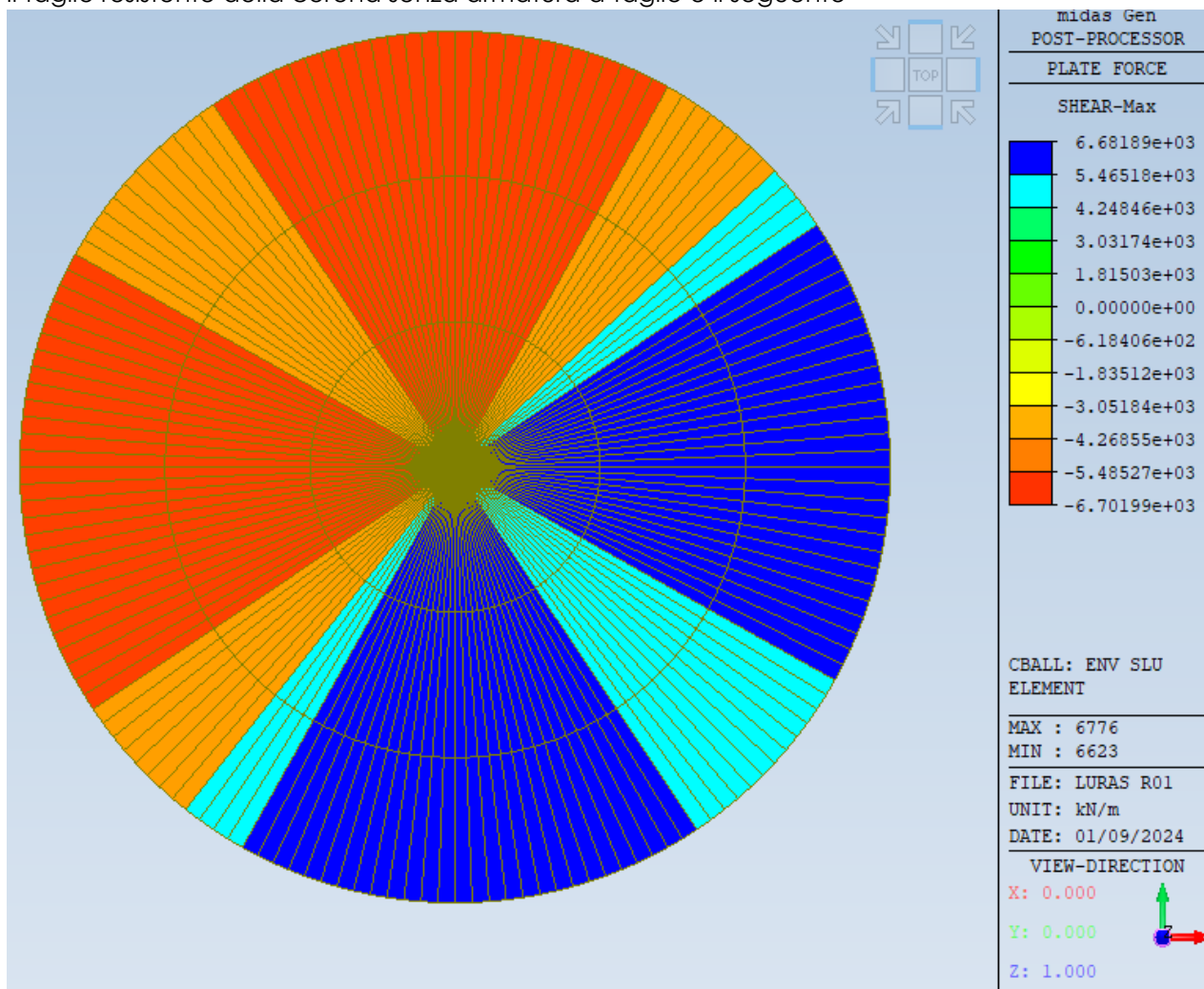


Figura 6-40: Taglio sollecitante corona h=4.1m

Il taglio resistente della corona senza armatura a taglio è il seguente

Verifica allo stato limite per sollecitazione di TAGLIO

Caratteristiche materiali dati

calcestruzzo			acciaio		
Rck	45 MPa	resistenza caratteristica su cubi	fyk	450 MPa	B450C Tensione di snervamento
fck	37.35 MPa	resistenza caratteristica cilindrica			
fcm	45.35 MPa	resistenza caratteristica media	fyd	391.30 MPa	resistenza di calcolo
Ecm	34625 MPa	Modulo elastico medio			
fcd	21.17 MPa	resistenza di calcolo a compressione	fyd	3.52 MPa	resistenza aderenza acciaio-cls
fctm	3.35 MPa	resistenza media a trazione semplice			
fctd	1.56 MPa	resistenza di calcolo a trazione semplice			

Caratteristiche sezioni

H=	4.1 m				
B=	1 m	$\alpha_p = 1$	5.29125	10.583	
d=	3.69 m	k= 1.23281			
Asw=	10.4562 cm ² [Area staffe]	$v_{min} = 0.292791$ Mpa			
s=	0.096 m [passo staffe]	$\sigma_{sp} = 0.000$ Mpa	N _{ed} =	0 kN	
Asl=	70.7 cm ²	$\rho_l = 0.001916$			
$\alpha = 90$	inclinazione staffe rispetto l'asse della trave				
$\theta = 45$	inclinazione puntoni di cls rispetto l'asse della trave				
			$\theta = 39.39$		

Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio

V _{Rd} =	1080 kN
-------------------	---------

Figura 6-41: Taglio Resistente senza armatura a taglio

Nel seguito si riportano le zone di platea non verificate a taglio senza prevedere adeguate armature (zone non colorate).

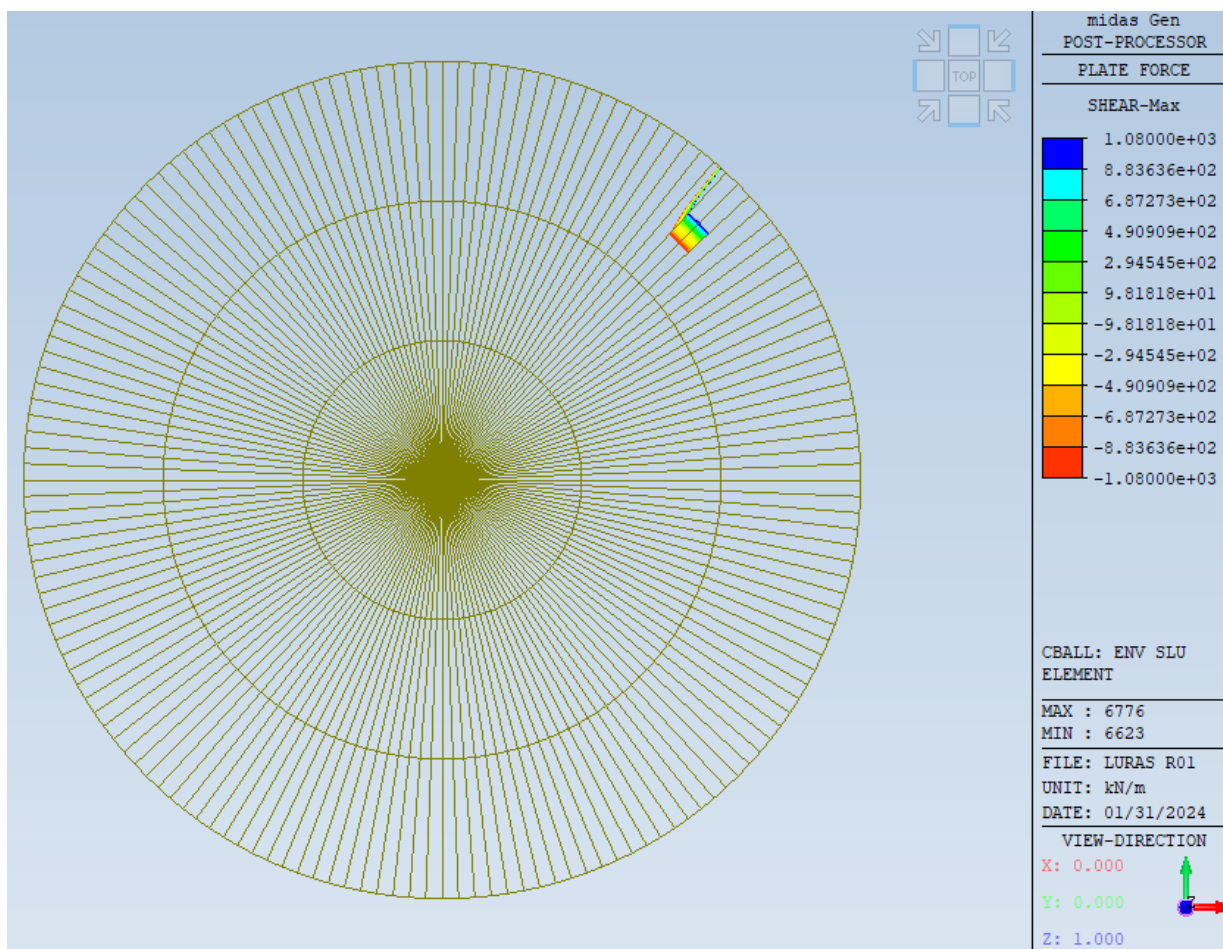


Figura 6-42: Zone non verificate a taglio corona h=4.1m

Si prevede armatura a taglio.

In particolare si prevedono cavallotti $\varnothing 20$ passo 30cm disposti in maniera radiale intorno alle corone come da schema sottostante.

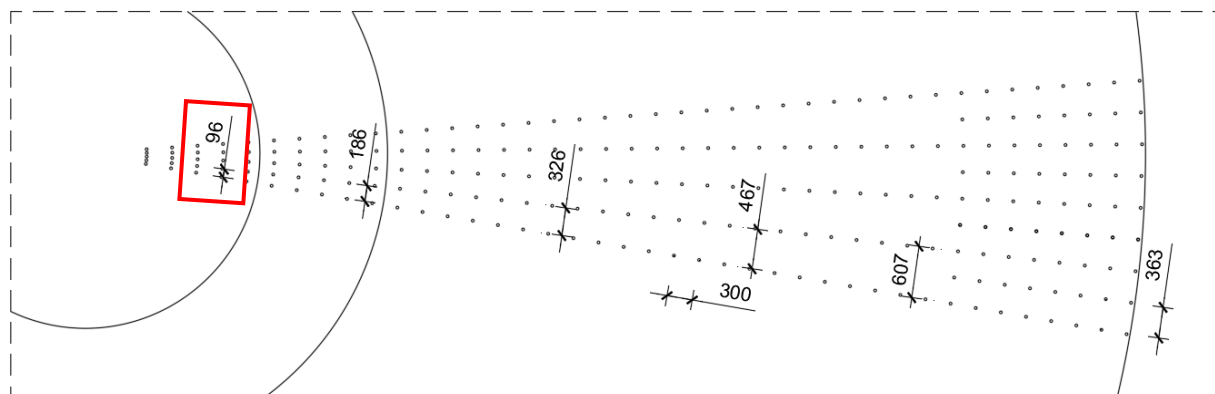


Figura 6-43: Passo cavallotti

Per la corona circolare si considera un passo delle armature (peggiore) pari a 0.096m.

Si ottiene il seguente taglio resistente.

<u>Verifica allo stato limite per sollecitazione di TAGLIO</u>					
<u>Caratteristiche materiali dati</u>					
<i>calcestruzzo</i>			<i>acciaio</i>		
Rck	45	MPa	resistenza caratteristica su cubi	fyk	450 MPa
fck	37.35	MPa	resistenza caratteristica cilindrica		
fcm	45.35	MPa	resistenza caratteristica media	fyd	391.30 MPa
Ecm	34625	MPa	Modulo elastico medio		resistenza di calcolo
fcd	21.17	MPa	resistenza di calcolo a compressione	fibd	3.52 MPa
fctm	3.35	MPa	resistenza media a trazione semplice		resistenza aderenza acciaio-clc
fctd	1.56	MPa	resistenza di calcolo a trazione semplice		
<u>Caratteristiche sezioni</u>					
H=	4.1	m			
B=	1	m	$\alpha_c = 1$	5.29125	10.583
d=	3.69	m	k=	1.23281	
Asw=	10.4562	cm ² [Area staffe]	v _{min} =	0.292791	Mpa
s=	0.096	m [passo staffe]	$\sigma_{op} = 0.000$	Mpa	N _{ed} = 0 kN
Asl=	70.7	cm ²	pl	0.001916	
$\alpha = 90$	inclinazione staffe rispetto l'asse della trave				
$\theta = 45$	inclinazione puntoni di cls rispetto l'asse della trave				
				$\theta = 39.39$	
<u>Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio</u>					
V _{Rd} =	1080	kN			
<u>Elementi con armature trasversali resistenti al taglio</u>					
V _{Rd} =	14154	kN	Resistenza di calcolo a taglio-trazione		
V _{Rd} =	17572	kN	Resistenza di calcolo a taglio-compressione		
V _{Rd} =	14154	kN	Resistenza a taglio della trave		

Figura 6-44: Taglio Resistente con armatura a taglio

Mediante questi rinforzi, opportunamente previsti, è possibile soddisfare le verifiche a taglio della platea in quanto il taglio resistente della platea è pari a 14154 kN/m mentre il massimo taglio sollecitante è pari a 6700 kN/m.

6.3 Platea - Verifica a punzonamento

La verifica a punzonamento è condotta in accordo con il paragrafo 6.4 dell'Eurocodice 2.

Si ricava dal modello di calcolo la massima compressione in sommità al palo pari a 5635 kNa cui si sottrae il suo peso proprio.

Di seguito si riporta la verifica effettuata.

Verifica allo stato limite per sollecitazione di PUNZONAMENTO					
dati [Kq] [cm]					
Caratteristiche materiali dati in [Mpa] [cm]					
calcestruzzo			acciaio		
Rck	40	MPa	resistenza caratteristica su cubi	fyk	450 MPa B450C Tensione di snervamento
fck	33.2	MPa	resistenza caratteristica cilindrica		
fcm	41.2	MPa	resistenza caratteristica media	fyd	391.30 MPa resistenza di calcolo
Ecm	33643	MPa	Modulo elastico medio		
fcd	18.81	MPa	resistenza di calcolo a compressione	fyd	3.25 MPa resistenza tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo
fctm	3.10	MPa	resistenza media a trazione semplice		
fctd	1.45	MPa	resistenza di calcolo a trazione semplice		
Caratteristiche sezioni [cm]					
tipo pilastro	4	(1= pilastro interno; 2= pilastro di bordo; 3=pilastro d'angolo;4=pilastro d'angolo non su bordo)			
c2=	114	cm	pilastro rettangolare		
c1=	114	cm	lato pilastro (parallelo al bordo se pilastro di bordo)		
u _o =	377	cm	lato pilastro (perpendicolare al bordo se pilastro di bordo)		
u ₁ =	1318	cm	(perimetro verifica di base distante 2d dalla faccia pilastro - per casi particolari vedi EC2 pag.85-89)		
d=	195	cm	altezza utile soletta		
a ₁ =	390	cm	distanza da bordo pilastro a perimetro di verifica u1		
a=		cm	distanza da bordo pilastro a perimetro di verifica considerato diverso da u1		
u=	1029.61057	cm	(perimetro verifica di base distante a dalla faccia pilastro)		
k=	1.32025631				
v _{min} =	0.31	MPa			
σ _{cp} =	0	MPa	(compressione media nelle due direzioni dovuta a sforzo assiale - vedi pag. 93 EC2)		
As _x =	907.788	cm ²	A _x =	250380	cm ² (armatura tesa in dir x compresa nell'area A _x corrisp.alla largh. pil. + 3d per lato)
As _y =	907.788	cm ²	A _y =	250380	cm ² (armatura tesa in dir y compresa nell'area A _y corrisp.alla largh. pil. + 3d per lato)
ρ _{lx} =	0.00362564				
ρ _{ly} =	0.00362564				
ρ _{ls} =	0.00362564				
Azione di punzonamento					
V _{ed (a z)} =	5341.2	kN	V _{ed (a d)} =		kN
Verifica senza armature resistenti al taglio					
β =	1.4	(valore da calcolare in base all'EU2 pag.90, valori raccomandati: 1.15 pil interno; 1.4 pil bordo; 1.5 pil spigolo)			
-Verifica a filo pilastro					
V _{Ed} =	1.02	MPa			
v _{Rd,max} =	4.89	MPa	(massimo taglio resistente)	OK	
-Verifica al perimetro di verifica di base (u₁)					
V _{Ed} =	0.2909	MPa			
V _{Rd,c} =	0.36	MPa	(taglio resistente lungo il perimetro di verifica)	min 0.31	OK
F _s	1.24794929	cs	0.8013146		

Figura 6-45: Verifica a punzonamento platea

Si deduce dai calcoli che non è necessaria armatura a punzonamento.

6.4 Platea - Verifiche tensionali in esercizio

Di seguito si riportano le verifiche alle tensioni ammissibili effettuate nella combinazione caratteristica imponendo $\sigma_s < 0.8 \cdot f_{yk}$ e $\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck}$ e nella combinazione quasi permanente imponendo $\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck}$.

Si ottiene:

Per la verifica in combinazione caratteristica

- $\sigma_s = 0.8 \cdot 4500 = 3600 \text{ kg/cm}^2$
- $\sigma_c = 0.6 \cdot 332 = 199.2 \text{ kg/cm}^2$ per il calcestruzzo C32/40
- $\sigma_c = 0.6 \cdot 373.5 = 224.1 \text{ kg/cm}^2$ per il calcestruzzo C35/45

Per la verifica in combinazione quasi permanente

- $\sigma_s = 0.8 \cdot 4500 = 3600 \text{ kg/cm}^2$
- $\sigma_c = 0.45 \cdot 332 = 149.4 \text{ kg/cm}^2$ per il calcestruzzo C32/40
- $\sigma_c = 0.45 \cdot 373.5 = 168.07 \text{ kg/cm}^2$ per il calcestruzzo C35/45

6.4.1 Combinazione caratteristica

Si riportano di seguito i diagrammi delle tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio della platea per la parte superiore e inferiore della stessa.

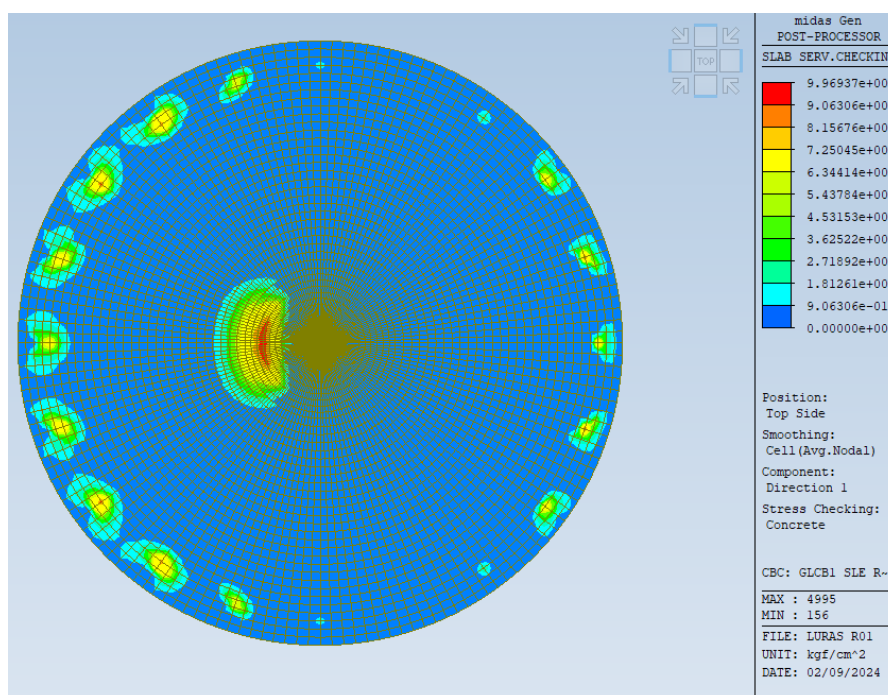


Figura 6-46: Tensione superiore nel calcestruzzo – direzione y

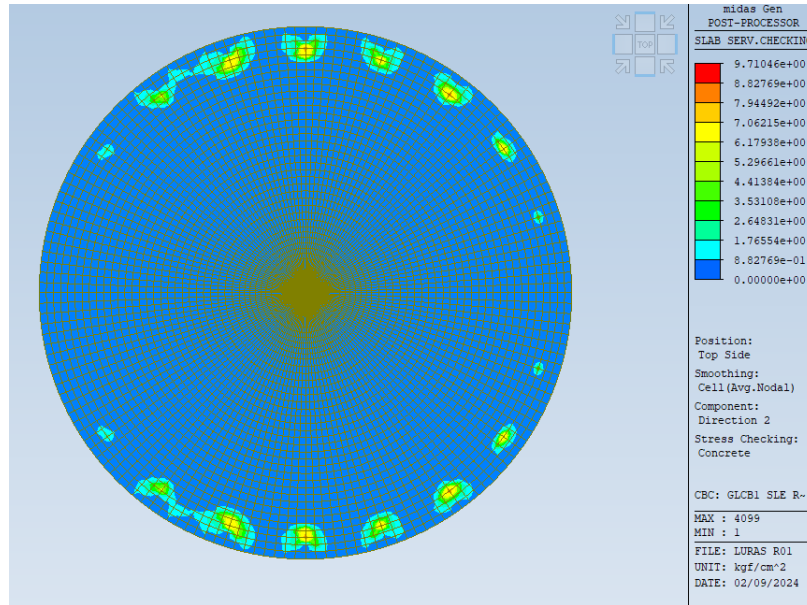


Figura 6-47: Tensione superiore nel calcestruzzo – direzione x

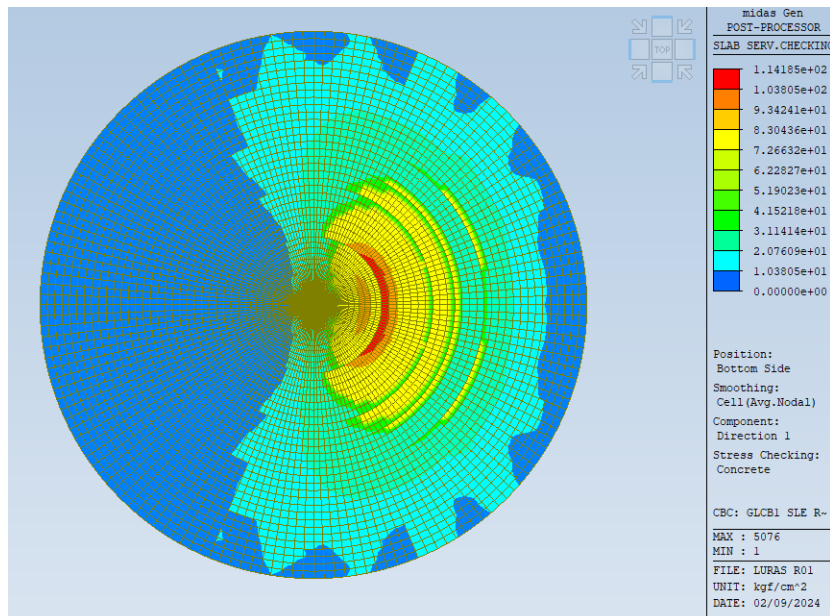


Figura 6-48: Tensione inferiore nel calcestruzzo – direzione y

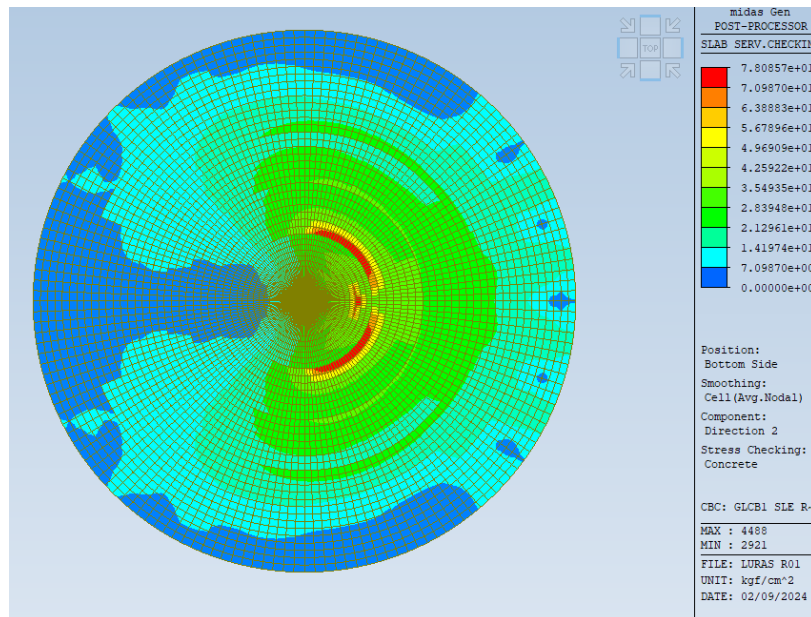


Figura 6-49: Tensione inferiore nel calcestruzzo – direzione x

Il valore massimo della tensione nel calcestruzzo è pari a 114 kg/cm². Pertanto la verifica risulta soddisfatta.

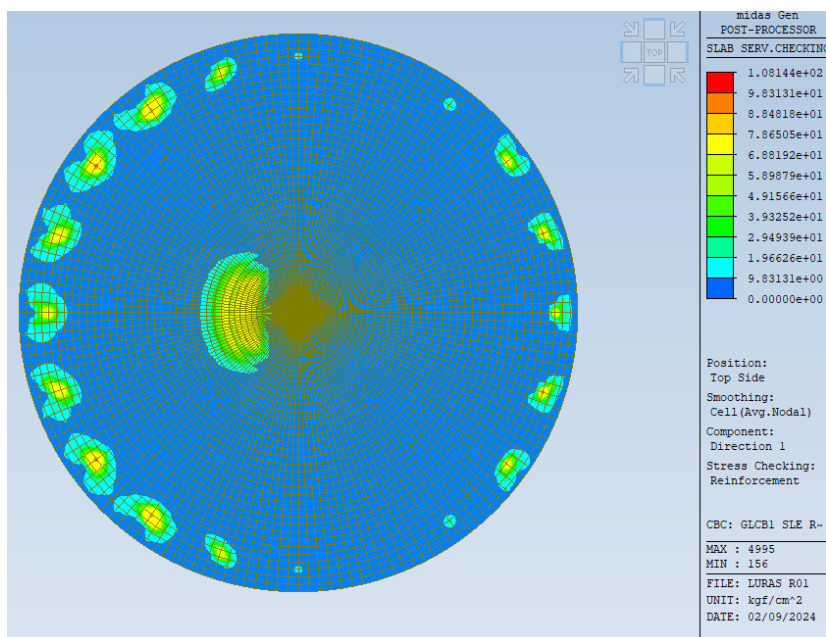


Figura 6-50: Tensione superiore nell'acciaio – direzione y

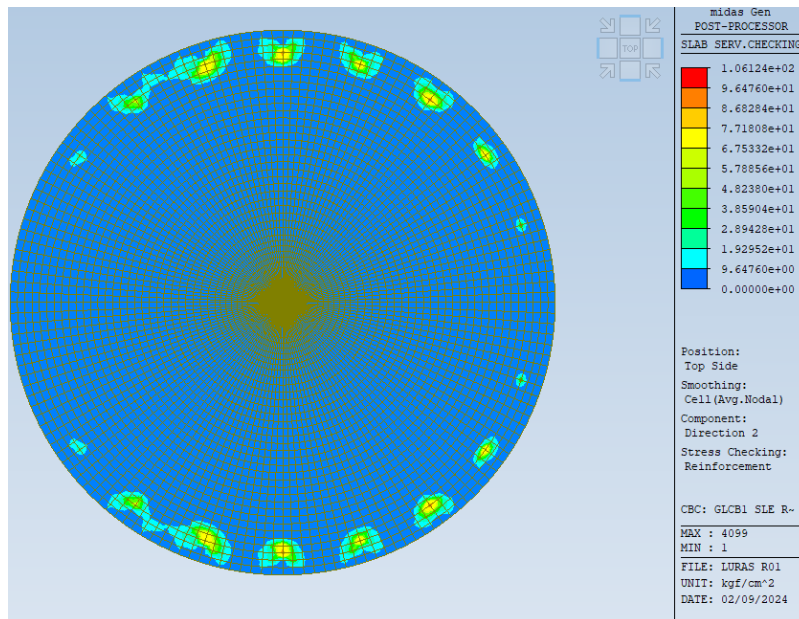


Figura 6-51: Tensione superiore nell'acciaio – direzione x

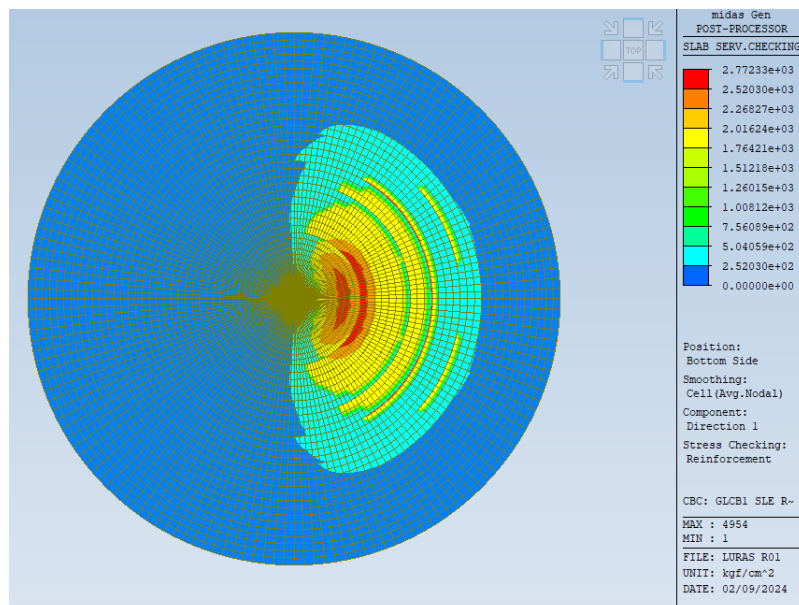


Figura 6-52: Tensione inferiore nell'acciaio – direzione y

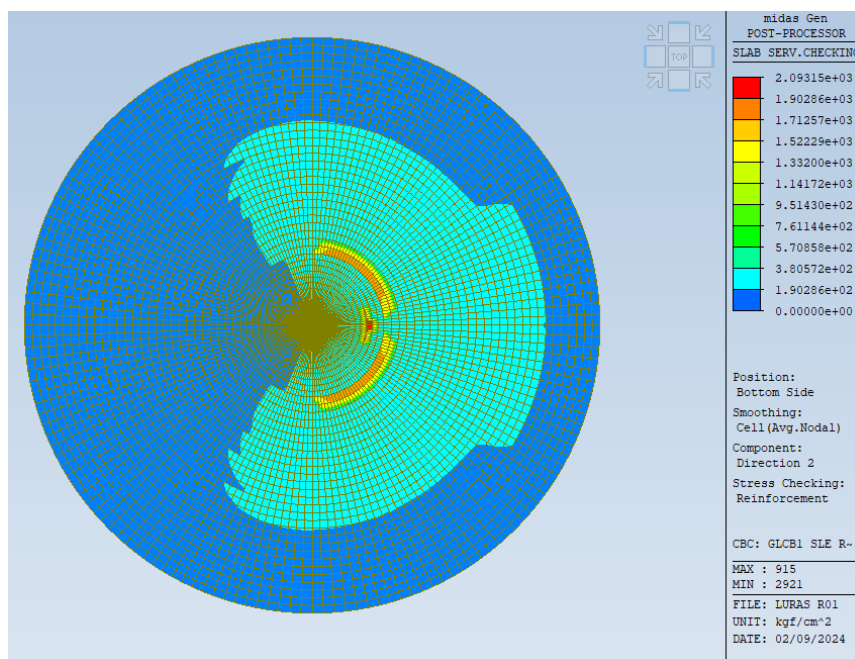


Figura 6-53: Tensione inferiore nell'acciaio – direzione x

Il valore massimo della tensione nell'acciaio è pari a 2773 kg/cm². Pertanto la verifica risulta soddisfatta.

6.4.2 Combinazione quasi permanente

Si riportano di seguito i diagrammi delle tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio della platea per la parte superiore e inferiore della stessa.

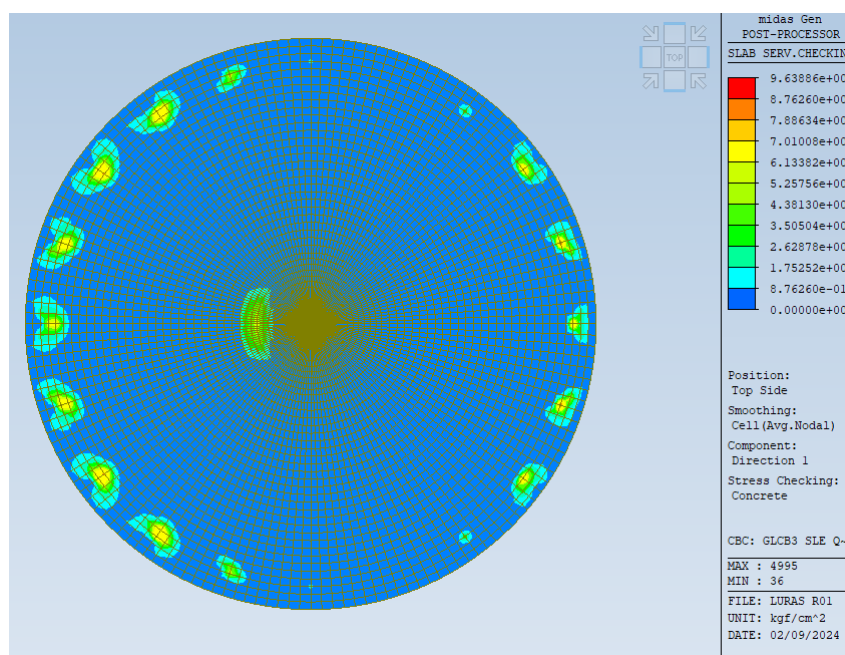


Figura 6-54: Tensione superiore nel calcestruzzo – direzione y

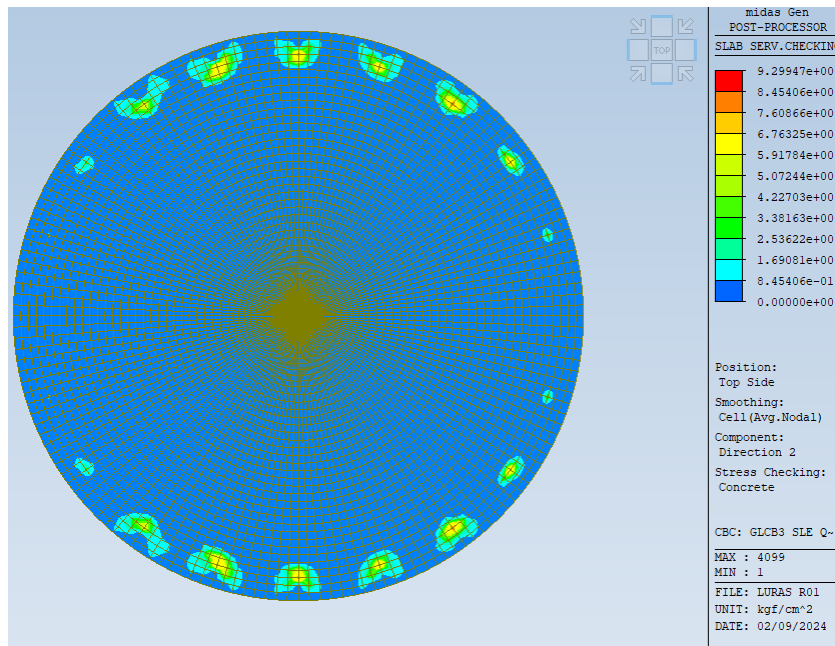


Figura 6-55: Tensione superiore nel calcestruzzo – direzione x

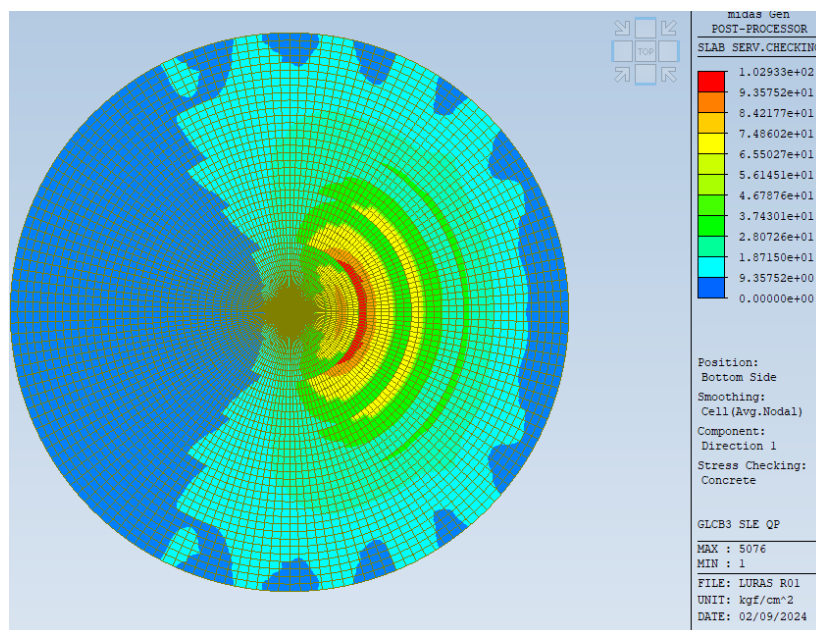


Figura 6-56: Tensione inferiore nel calcestruzzo – direzione y

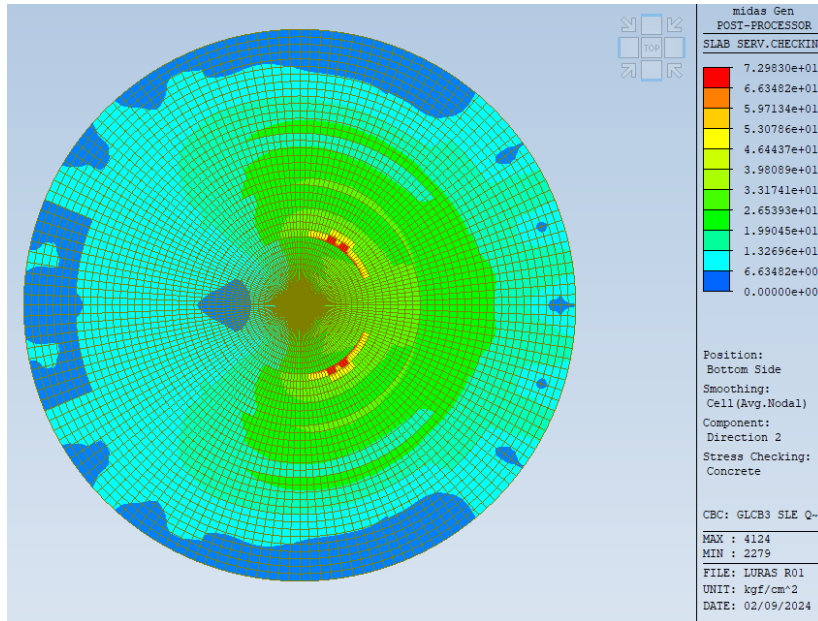


Figura 6-57: Tensione inferiore nel calcestruzzo – direzione x

Il valore massimo della tensione nel calcestruzzo è pari a 102 kg/cm². Pertanto la verifica risulta soddisfatta.

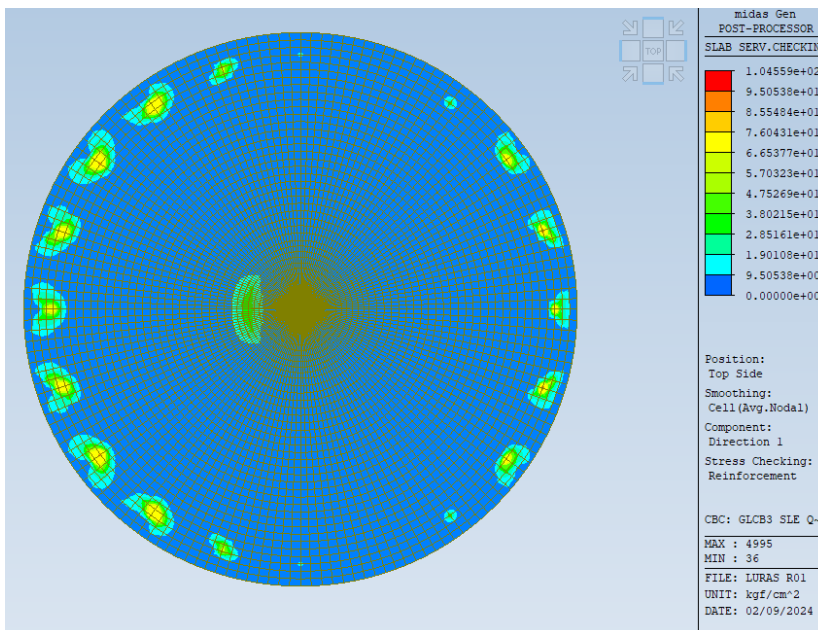


Figura 6-58: Tensione superiore nell'acciaio – direzione y

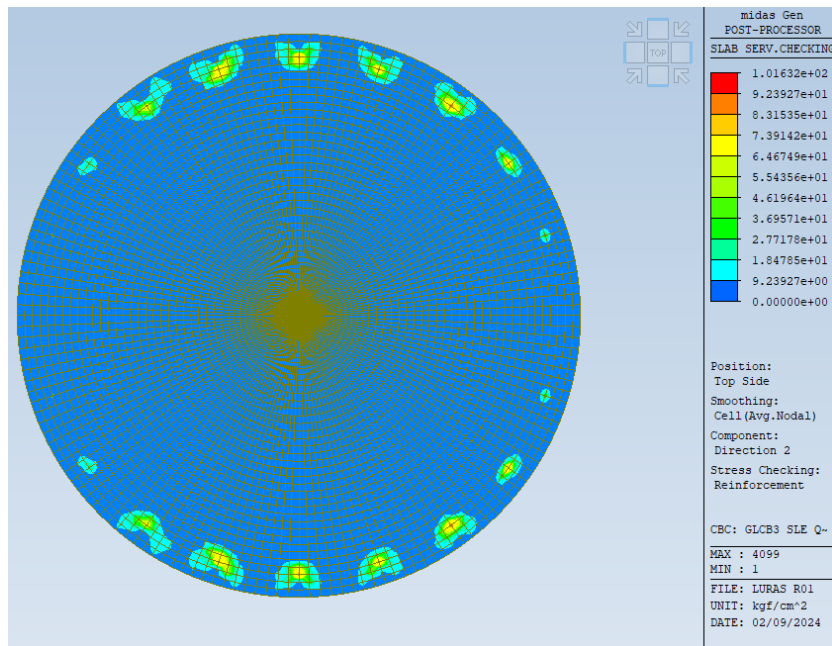


Figura 6-59: Tensione superiore nell'acciaio – direzione x

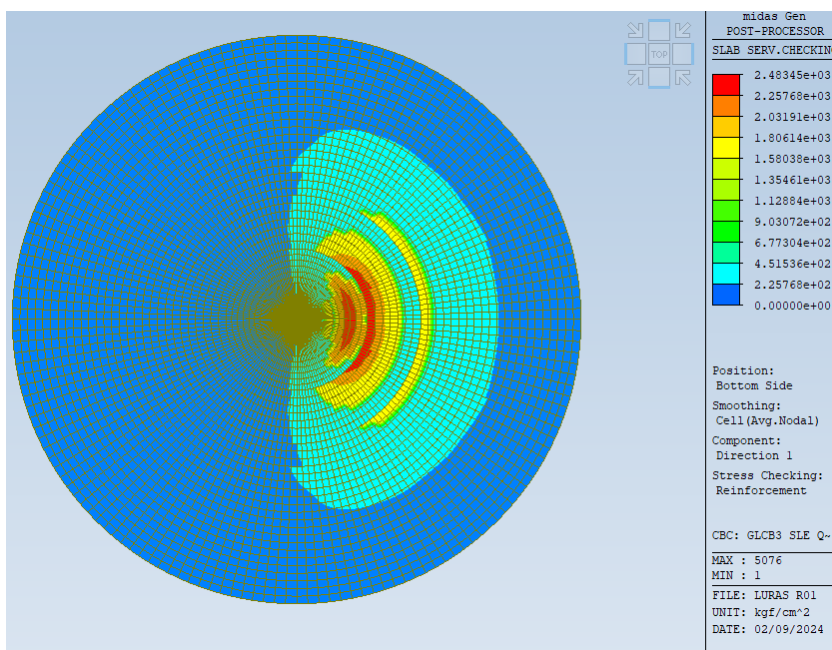


Figura 6-60: Tensione inferiore nell'acciaio – direzione y

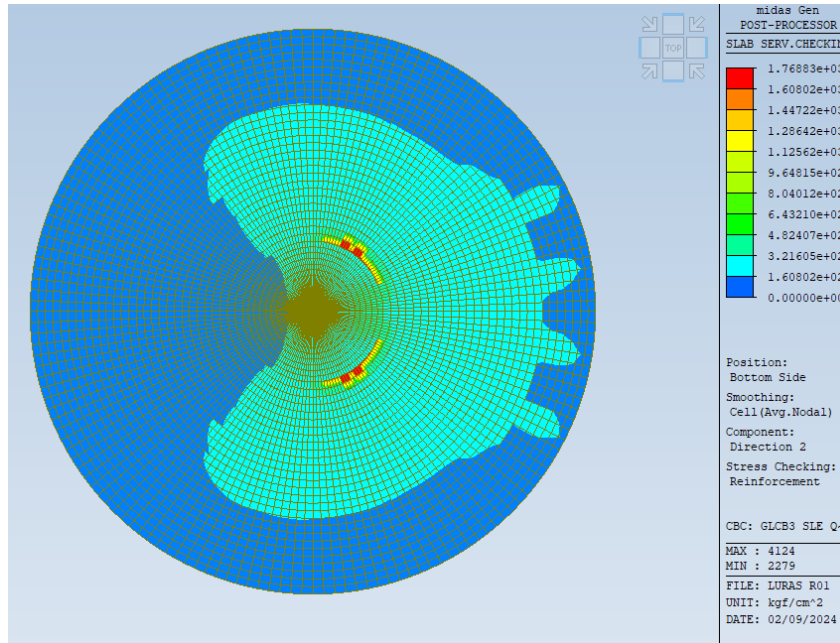


Figura 6-61: Tensione inferiore nell'acciaio – direzione x

Il valore massimo della tensione nell'acciaio è pari a 2483 kg/cm². Pertanto la verifica risulta soddisfatta.

6.5 Pali - Verifica a flessione e taglio

Le verifiche di resistenza dei pali sono condotte agli stati limite.

I pali sono armati tramite 16 \varnothing 30 verticali e staffe a spirale \varnothing 10/200.

Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni secondo la combinazione SLU.

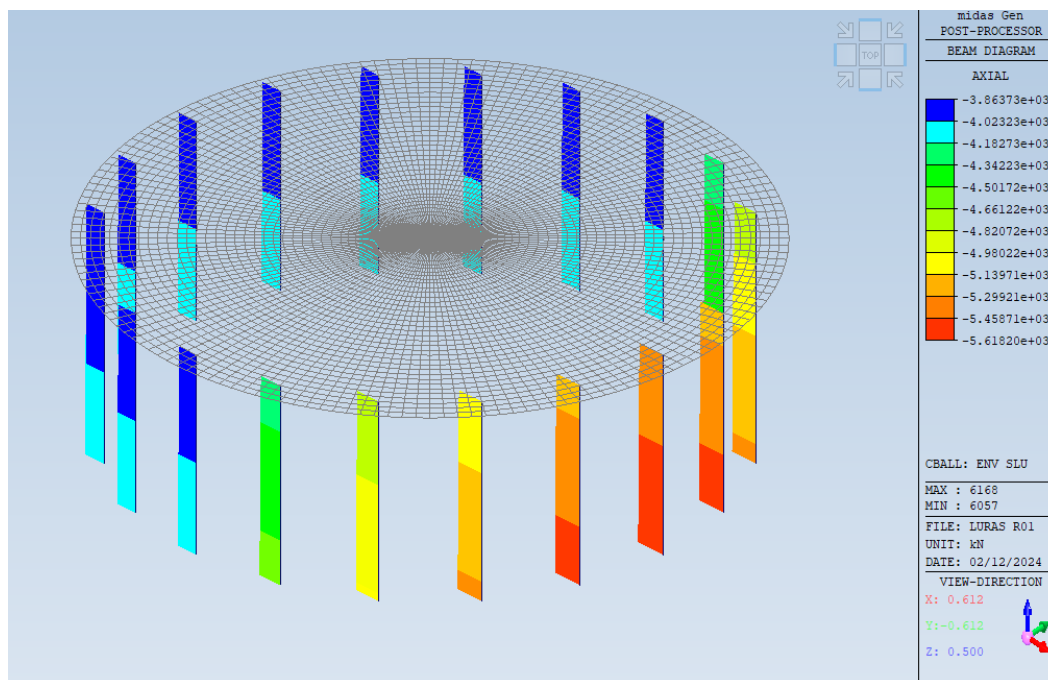


Figura 6-62: Azione assiale

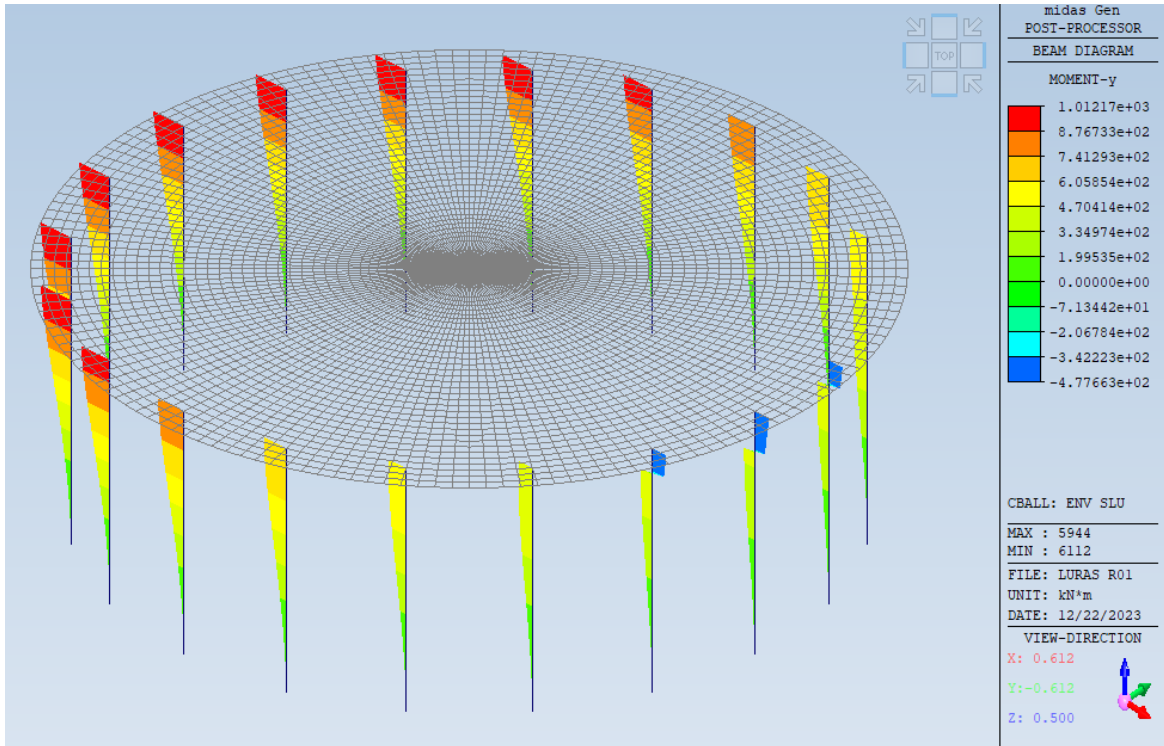


Figura 6-63: My

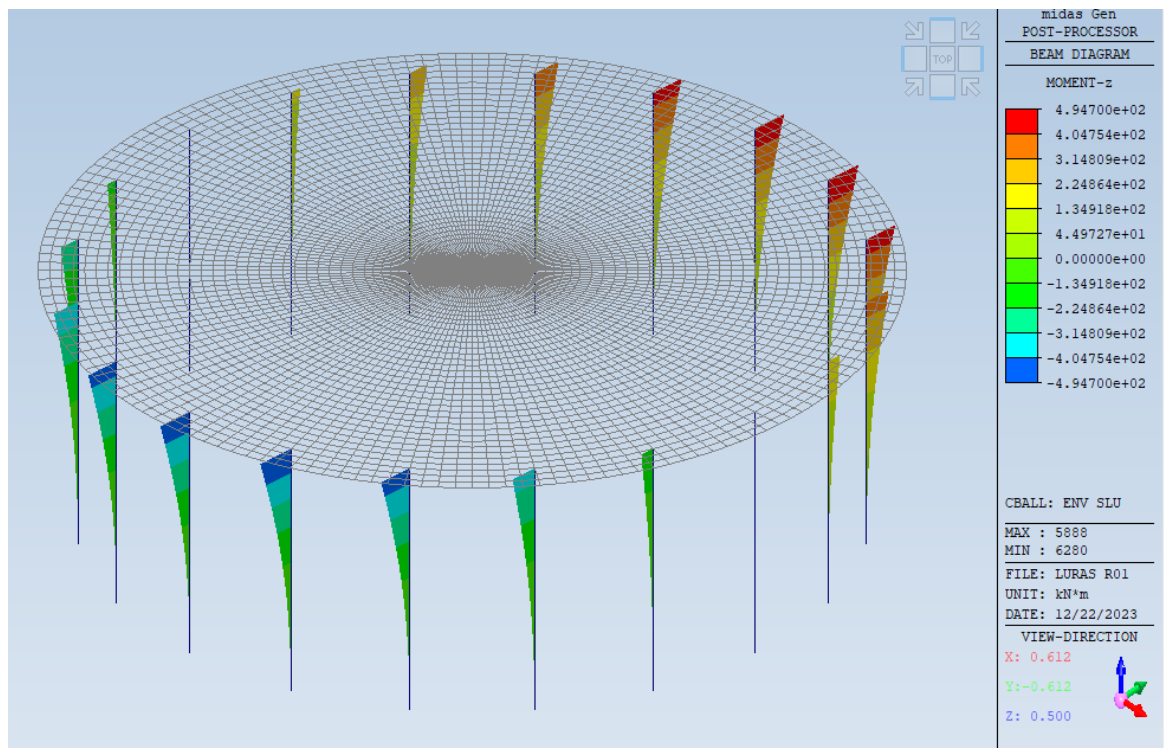


Figura 6-64: Mz

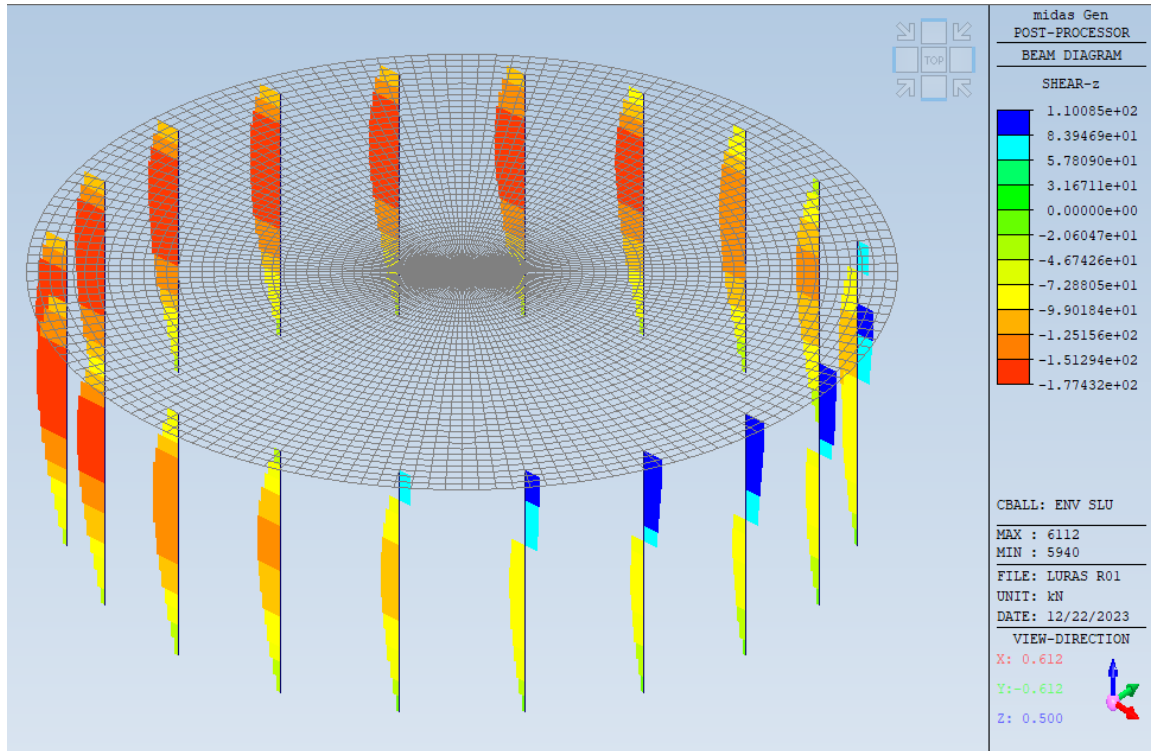


Figura 6-65: Fz

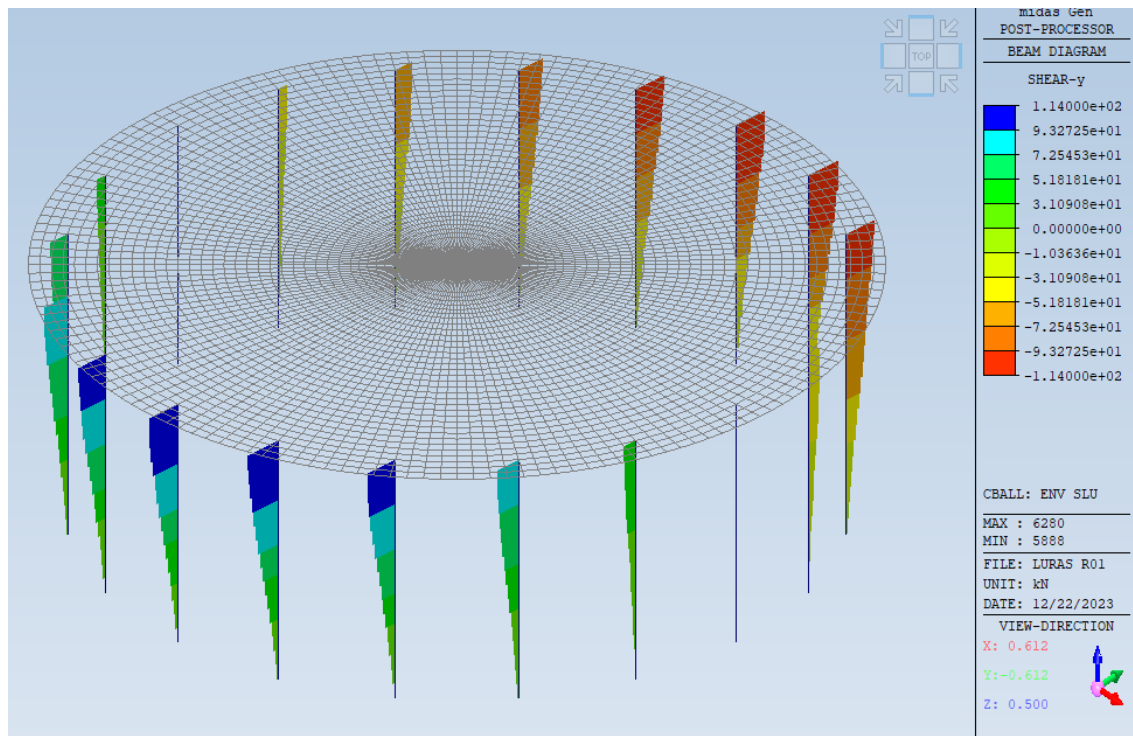


Figura 6-66: Fy

Le verifiche vengono condotte tramite il programma di calcolo.

Di seguito si riportano i risultati ottenuti.

MEMB SECT	SEL	Section		fck	fyk	CHK	LCB	V-Rebar	N_Rdmax	N_Ed	M_Edy	M_Edz	V_Rdc.end	V_Rds.end	V_Rdc.mid	V_Rds.mid	LCB	H-Rebar.end	V_Ed.end	Rat-V.end
		Bc	Hc							Height	f_w	Rat-N	Rat-My	Rat-Mz	Rat-Vc.end	Rat-Vs.end		Rat-Vc.mid	Rat-Vs.mid	H-Rebar.mid
5441	2	□	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	3	16-3-P30	21221.4	1073.48	1078.43	64.4085	603.582	292.746	620.190	292.746	3	2-P10 @200	103.694	0.172
	2	□	0.000 1.200	8.0000	450000					0.372	0.370	0.366	0.172	0.354	0.289	0.612	3	2-P10 @200	179.114	0.289
5497	2	□	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	3	16-3-P30	21221.4	1354.73	1084.96	102.426	644.882	292.746	661.490	292.746	3	2-P10 @200	107.328	0.166
	2	□	0.000 1.200	8.0000	450000					0.343	0.347	0.357	0.166	0.367	0.274	0.618	3	2-P10 @200	180.966	0.274
5553	2	□	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	3	16-3-P30	21221.4	1792.80	1076.52	182.421	709.209	292.746	725.816	292.746	3	2-P10 @200	111.012	0.157
	2	□	0.000 1.200	8.0000	450000					0.328	0.325	0.324	0.157	0.379	0.251	0.623	3	2-P10 @200	182.419	0.251
5609	2	□	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	3	16-3-P30	21221.4	2344.79	1033.61	275.840	790.265	292.746	806.873	292.746	3	2-P10 @200	112.521	0.142
	2	□	0.000 1.200	8.0000	450000					0.306	0.307	0.307	0.142	0.384	0.225	0.621	3	2-P10 @200	181.669	0.225
5665	2	□	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	1	16-3-P30	21221.4	5560.25	333.615	333.615	999.533	292.746	999.533	292.746	2	2-P10 @200	110.085	0.110
	2	□	0.000 1.200	8.0000	450000					0.309	0.313	0.313	0.110	0.376	0.097	0.330	2	2-P10 @200	96.6431	0.097
5721	2	□	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	1	16-3-P30	21221.4	5344.32	320.659	320.659	999.533	292.746	999.533	292.746	2	2-P10 @200	110.085	0.110
	2	□	0.000 1.200	8.0000	450000					0.297	0.301	0.301	0.110	0.376	0.120	0.411	3	2-P10 @200	120.399	0.120
5777	2	□	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	3	16-3-P30	21221.4	4120.57	651.443	402.644	999.533	292.746	999.533	292.746	2	2-P10 @200	110.085	0.110
	2	□	0.000 1.200	8.0000	450000					0.293	0.288	0.288	0.110	0.376	0.146	0.500	3	2-P10 @200	146.308	0.146
5833	2	□	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	3	16-3-P30	21221.4	3568.57	810.132	411.945	999.533	292.746	986.576	292.746	1	2-P10 @200	115.470	0.116
	2	□	0.000 1.200	8.0000	450000					0.295	0.299	0.299	0.116	0.394	0.168	0.565	3	2-P10 @200	165.392	0.168
5889	2	□	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	3	16-3-P30	21221.4	976.562	1074.02	58.5937	589.351	292.746	605.958	292.746	3	2-P10 @200	102.190	0.173
	2	□	0.000 1.200	8.0000	450000					0.371	0.375	0.389	0.173	0.349	0.294	0.609	3	2-P10 @200	178.301	0.294
5945	2	□	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	3	16-3-P30	21221.4	1073.48	1078.43	64.4085	603.582	292.746	620.190	292.746	3	2-P10 @200	103.694	0.172
	2	□	0.000 1.200	8.0000	450000					0.372	0.370	0.366	0.172	0.354	0.289	0.612	3	2-P10 @200	179.114	0.289
6001	2	□	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	3	16-3-P30	21221.4	2956.68	943.981	361.590	880.117	292.746	896.724	292.746	3	2-P10 @200	110.242	0.125
	2	□	0.000 1.200	8.0000	450000					0.303	0.302	0.303	0.125	0.377	0.197	0.604	3	2-P10 @200	176.699	0.197
6057	2	□	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	1	16-3-P30	21221.4	5634.66	338.079	338.079	999.533	292.746	999.533	292.746	2	2-P10 @200	110.085	0.110
	2	□	0.000 1.200	8.0000	450000					0.313	0.318	0.318	0.110	0.376	0.097	0.330	2	2-P10 @200	96.6431	0.097
6113	2	□	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	3	16-3-P30	21221.4	2956.68	943.981	361.590	880.117	292.746	896.724	292.746	3	2-P10 @200	110.242	0.125
	2	□	0.000 1.200	8.0000	450000					0.303	0.302	0.303	0.125	0.377	0.197	0.604	3	2-P10 @200	176.699	0.197
6169	2	□	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	1	16-3-P30	21221.4	5560.25	333.615	333.615	999.533	292.746	999.533	292.746	2	2-P10 @200	110.085	0.110
	2	□	0.000 1.200	8.0000	450000					0.309	0.313	0.313	0.110	0.376	0.097	0.330	2	2-P10 @200	96.6431	0.097
6225	2	□	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	3	16-3-P30	21221.4	3568.57	810.132	411.945	999.533	292.746	986.576	292.746	1	2-P10 @200	115.470	0.116
	2	□	0.000 1.200	8.0000	450000					0.295	0.299	0.299	0.116	0.394	0.168	0.565	3	2-P10 @200	165.391	0.168
6281	2	□	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	3	16-3-P30	21221.4	4120.57	651.443	402.644	999.533	292.746	999.533	292.746	2	2-P10 @200	110.085	0.110
	2	□	0.000 1.200	8.0000	450000					0.293	0.288	0.288	0.110	0.376	0.146	0.500	3	2-P10 @200	146.308	0.146
6337	2	□	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	1	16-3-P30	21221.4	5344.33	320.660	320.660	999.533	292.746	999.533	292.746	2	2-P10 @200	110.085	0.110
	2	□	0.000 1.200	8.0000	450000					0.297	0.301	0.301	0.110	0.376	0.120	0.411	3	2-P10 @200	120.399	0.120
6393	2	□	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	3	16-3-P30	21221.4	1792.80	1076.52	182.421	709.209	292.746	725.816	292.746	3	2-P10 @200	111.012	0.157
	2	□	0.000 1.200	8.0000	450000					0.328	0.325	0.324	0.157	0.379	0.251	0.623	3	2-P10 @200	182.419	0.251
6449	2	□	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	3	16-3-P30	21221.4	1354.73	1084.96	102.426	644.882	292.746	661.490	292.746	3	2-P10 @200	107.328	0.166
	2	□	0.000 1.200	8.0000	450000					0.343	0.347	0.357	0.166	0.367	0.274	0.618	3	2-P10 @200	180.966	0.274
6505	2	□	palo ø1.2	25000.0	450000	OK	3	16-3-P30	21221.4	2344.79	1033.61	275.840	790.265	292.746	806.873	292.746	3	2-P10 @200	112.521	0.142
	2	□	0.000 1.200	8.0000	450000					0.306	0.307	0.307	0.142	0.384	0.225	0.621	3	2-P10 @200	181.669	0.225

Figura 6-67: Verifiche a flessione e taglio pali

Nota bene: si evidenzia che non è necessario prevedere armatura a taglio, la resistenza del calcestruzzo è sufficiente a garantire adeguata resistenza all'elemento, tuttavia si dispone comunque armatura a taglio; si prevedono spirali ø10/200 lungo tutto lo sviluppo del palo.

6.6 Pali - Verifiche tensionali in esercizio

Di seguito si riportano le verifiche alle tensioni ammissibili effettuate nella combinazione caratteristica imponendo $\sigma_s < 0.8 \cdot f_{yk}$ e $\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck}$ e nella combinazione quasi permanente imponendo $\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck}$.

MEMB	SECT	Section				CHK	Stress Control										Crack Control						
		Bc	Hc	Height	fyw		LCB	sig-ct	sig-cta	sig-cc	sig-cca	sig-s	sig-sa	LCB	sig-ic	sig-ica	LCB	w_y	wa_y	LCB	w_z	wa_z	
5441	2	palo ø1.2	0.000	1.200	25000.0	450000	OK	5	2941.30	2564.96	7434.57	15000.0	170652	360000	7	5234.18	11250.0	7	0.0001	0.0003	7	0.0000	0.0003
5497	2	palo ø1.2	0.000	1.200	25000.0	450000	OK	5	2776.26	2564.96	8488.86	15000.0	163256	360000	7	5328.52	11250.0	7	0.0001	0.0003	7	0.0000	0.0003
5553	2	palo ø1.2	0.000	1.200	25000.0	450000	OK	5	2475.19	2564.96	5822.48	15000.0	25296.2	360000	7	5441.34	11250.0	7	0.0001	0.0003	7	0.0000	0.0003
5609	2	palo ø1.2	0.000	1.200	25000.0	450000	OK	5	2015.69	2564.96	5969.44	15000.0	20106.5	360000	7	5519.87	11250.0	7	0.0000	0.0003	7	0.0000	0.0003
5685	2	palo ø1.2	0.000	1.200	25000.0	450000	OK	5	0.00000	2564.96	4506.58	15000.0	0.00000	360000	7	3999.69	11250.0	7	0.0000	0.0003	7	0.0000	0.0003
5721	2	palo ø1.2	0.000	1.200	25000.0	450000	OK	5	0.00000	2564.96	5120.03	15000.0	0.00000	360000	7	4608.41	11250.0	7	0.0000	0.0003	7	0.0000	0.0003
5777	2	palo ø1.2	0.000	1.200	25000.0	450000	OK	5	0.00000	2564.96	5605.30	15000.0	0.00000	360000	7	5071.99	11250.0	7	0.0000	0.0003	7	0.0000	0.0003
5833	2	palo ø1.2	0.000	1.200	25000.0	450000	OK	5	605.295	2564.96	5903.58	15000.0	2750.85	360000	7	5370.54	11250.0	7	0.0000	0.0003	7	0.0000	0.0003
5889	2	palo ø1.2	0.000	1.200	25000.0	450000	OK	6	2638.63	2564.96	6539.77	15000.0	153547	360000	7	5197.82	11250.0	7	0.0001	0.0003	7	0.0000	0.0003
5945	2	palo ø1.2	0.000	1.200	25000.0	450000	OK	5	2941.30	2564.96	7434.87	15000.0	170656	360000	7	5234.18	11250.0	7	0.0001	0.0003	7	0.0000	0.0003
6001	2	palo ø1.2	0.000	1.200	25000.0	450000	OK	5	1388.57	2564.96	6014.58	15000.0	12327.0	360000	7	5510.79	11250.0	7	0.0000	0.0003	7	0.0000	0.0003
6057	2	palo ø1.2	0.000	1.200	25000.0	450000	OK	5	0.00000	2564.96	4203.73	15000.0	0.00000	360000	7	3802.05	11250.0	7	0.0000	0.0003	7	0.0000	0.0003
6113	2	palo ø1.2	0.000	1.200	25000.0	450000	OK	5	1388.56	2564.96	6014.58	15000.0	12326.9	360000	7	5510.79	11250.0	7	0.0000	0.0003	7	0.0000	0.0003
6169	2	palo ø1.2	0.000	1.200	25000.0	450000	OK	5	0.00000	2564.96	4506.58	15000.0	0.00000	360000	7	3999.69	11250.0	7	0.0000	0.0003	7	0.0000	0.0003
6225	2	palo ø1.2	0.000	1.200	25000.0	450000	OK	5	605.295	2564.96	5903.58	15000.0	2750.85	360000	7	5370.54	11250.0	7	0.0000	0.0003	7	0.0000	0.0003
6281	2	palo ø1.2	0.000	1.200	25000.0	450000	OK	5	0.00000	2564.96	5605.30	15000.0	0.00000	360000	7	5071.99	11250.0	7	0.0000	0.0003	7	0.0000	0.0003
6337	2	palo ø1.2	0.000	1.200	25000.0	450000	OK	5	0.00000	2564.96	5120.03	15000.0	0.00000	360000	7	4608.41	11250.0	7	0.0000	0.0003	7	0.0000	0.0003
6393	2	palo ø1.2	0.000	1.200	25000.0	450000	OK	5	2475.19	2564.96	5822.48	15000.0	25296.2	360000	7	5441.34	11250.0	7	0.0001	0.0003	7	0.0000	0.0003
6449	2	palo ø1.2	0.000	1.200	25000.0	450000	OK	5	2776.26	2564.96	8488.66	15000.0	163253	360000	7	5328.52	11250.0	7	0.0001	0.0003	7	0.0000	0.0003
6505	2	palo ø1.2	0.000	1.200	25000.0	450000	OK	5	2015.69	2564.96	5969.44	15000.0	20106.5	360000	7	5519.87	11250.0	7	0.0000	0.0003	7	0.0000	0.0003

Di seguito si riporta come esempio il calcolo completo per un singolo palo di fondazione.

*.midas Gen - RC-COLUMN Analysis/Design Program.

*.PROJECT :

*.DESIGN CODE : Eurocode2:04, *.UNIT SYSTEM : kN, m

(Note. Nonhomogenous equation in the code are written in SI units in the report)

*.MEMBER : Member Type = COLUMN, MEMB = 5889, LCB = 3, POS = J

*.DESCRIPTION OF COLUMN DATA (iSEC = 2) : palo ø1.2

Section Type : Circular with Spirals (CS)

Section Height (HTc) = 8.000 m.

Section Depth (Hc) = 1.200 m.

Section Width (Bc) = 0.000 m.

Concrete Cover to C.O.R. (do) = 0.065 m.

Concrete Strength (fck) = 25000.000 KPa.

Modulus of Elasticity (Ec) = 31475806.210 KPa.

Main Rebar Strength (fyk) = 450000.000 KPa.

Ties/Spirals Strength (fyw) = 450000.000 KPa.

Modulus of Elasticity (Es) = 200000000.000 KPa.

*.REBAR PATTERN = CS - 16 - 3 - P30 Unit : m.

i	d _{yi}	d _{zi}	Rebar	Asi
1	-0.535	0.000	1-P30	0.00071
2	-0.494	0.205	1-P30	0.00071
3	-0.378	0.378	1-P30	0.00071
4	-0.205	0.494	1-P30	0.00071
5	-0.000	0.535	1-P30	0.00071
6	0.205	0.494	1-P30	0.00071
7	0.378	0.378	1-P30	0.00071
8	0.494	0.205	1-P30	0.00071
9	0.535	0.000	1-P30	0.00071
10	-0.494	-0.205	1-P30	0.00071
11	-0.378	-0.378	1-P30	0.00071
12	-0.205	-0.494	1-P30	0.00071
13	-0.000	-0.535	1-P30	0.00071
14	0.205	-0.494	1-P30	0.00071
15	0.378	-0.378	1-P30	0.00071
16	0.494	-0.205	1-P30	0.00071

=====
 =====
 [[[*]]] CALCULATE SLENDERNESS RATIOS, MAGNIFIED FORCES/MOMENTS.
 =====

(). Factored forces/moments caused by unit load case. Unit : kN., m.

*.Load combination ID = 3

Load Case	N _{Ed}	My _i	My _j	Mz _i	Mz _j
DL	2516.27	0.00	269.94	0.00	0.00
LL	-1539.71	0.00	804.07	0.00	0.00
DL+LL	976.56	0.00	1074.02	0.00	0.00
Others	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
DL+LL+Others	976.56	0.00	1074.02	0.00	0.00

(). Check slenderness ratios of frame.

-. Slenderness ratio limits.

$$n = N_{Ed} / (A_c * f_{cd}) = 0.0518$$

$$\Phi_{ef} = 2.140$$

$$A = 1 / (1 + 0.2 * \Phi_{ef}) = 0.7003$$

$$B = 1.1000$$

My01 = the numerically smaller value both My_i and My_j.

My02 = the numerically larger value both My_i and My_j.

$$r_{my} = My01 / My02 = 0.0000$$

$$C_y = 1.7 - r_{my} = 1.7000$$

$$SR_y = 115.065$$

Mz01 = the numerically smaller value both Mz_i and Mz_j.

Mz02 = the numerically larger value both Mz_i and Mz_j.

$$r_{mz} = Mz01 / Mz02 = 1.0000$$

$$C_z = 1.7 - r_{mz} = 0.7000$$

$$SR_z = 47.380$$

-. Radii of gyration.

$$i_y = 0.25 * H_c = 0.300 \text{ m.}$$

- iz = 0.25*Hc = 0.300 m.
- Unbraced lengths.
 - Loy = 8.000 m.
 - Loz = 8.000 m.
- Effective length factors.
 - Ky = 1.000
 - Kz = 1.000
- SLEny = Ky*Loy / iy = 26.667 <= SRy ---> NOT SLENDER.
- SLEnz = Kz*Loz / iz = 26.667 <= SRz ---> NOT SLENDER.

(). Calculate design moment for slender/non-slender element about major axis.

- Minimum moment by eccentricity.
 - Emin_y = 0.060 m.
 - M_Edy_min = N_Ed * Emin_y = 58.594 kN-m.
- Applied design moment.
 - M_Edy_app = MAX[M_Edy, M_Edy_min] = 1074.015 kN-m.
 - > M_Edy_app is applied for design.

(). Calculate design moment for slender/non-slender element about minor axis.

- Minimum moment by eccentricity.
 - Emin_z = 0.060 m.
 - M_Edz_min = N_Ed * Emin_z = 58.594 kN-m.
- Applied design moment.
 - M_Edz_app = MAX[M_Edz, M_Edz_min] = 58.594 kN-m.
 - > M_Edz_app is applied for design.

(). Design forces/moments of column(brace).

- Axial Force (Compression) N_Ed = 976.56 kN.
- Combined Bending Moment M_Ed = 1075.61 kN-m.
- Bending Moment about Local-y M_Edy = 1074.02 kN-m.
- Bending Moment about Local-z M_Edz = 58.59 kN-m.
- Combined Shear Force V_Ed = 102.19 kN.

=====

[[[*]]] ANALYZE CAPACITY OF BIAXIALLY LOADED RC_COLUMN(RC-BRACE).

=====

(). Compute design parameters.

- Ag = 1.1310 m².
- Ast = 0.0113 m².
- Rhot = Ast/Ag = 0.010002
- lambda = 0.8000 (fck <= 50 MPa.)
- eta = 0.9000 (fck <= 50 MPa.)
- Gamma_c = 1.50 (for Fundamental or Earthquakes).
- Alpha_cc = 1.00 (Default or User Defined).
- fcd = Alpha_cc * fck / Gamma_c = 16666.667 KPa.
- Gamma_s = 1.15 (for Fundamental or Earthquakes).
- fyd = fyk / Gamma_s = 391304.348 KPa.

(). Check the ratio of reinforcement.

- Rhomin = 0.003000
- Rhomax = 0.040000
- Rhot = 0.010002
- Rhomin < Rhot < Rhomax ---> O.K !

(). Compute eccentricities of biaxially loaded column.

- Ecn_y = ABS(M_Edz/N_Ed) = 0.0600 m.
- Ecn_z = ABS(M_Edy/N_Ed) = 1.0998 m.
- Eccn = ABS(M_Ed/N_Ed) = 1.1014 m.

- Rota = $\text{ATAN}(\text{Ecny}/\text{Ecnz}) = 3.1227 \text{ deg.}$
- Rotation of neutral axis = 2.7324 deg.

(). Compute concentric axial load capacity.

- $N_{Rd}(\text{max}) = (\eta * f_{cd}) * (A_g - A_{st}) + f_{yd} * A_{st} = 21221.36 \text{ kN.}$
- Maximum Axial Compression : $N_{Rdc}(\text{max}) = N_{Rd}(\text{max}) = 21221.36 \text{ kN.}$
- Maximum Axial Tension : $N_{Rdt}(\text{max}) = -f_{yd} * A_{st} = -4426.43 \text{ kN.}$

 *. Analysis of balanced condition.

(). Compute capacity of concrete stress block.

- $\eta = 0.00350$
- $c = \eta / (\eta + \epsilon_s) * d = 0.728 \text{ m.}$
- $a = \lambda * X = 0.582 \text{ m.}$
- $A_{com} = 0.544 \text{ m}^2.$
- $DC_{cy} = 0.013 \text{ m.}$
- $DC_{cz} = 0.264 \text{ m.}$
- $C_c = \eta * f_{cd} * A_{com} = 8160.33 \text{ kN.}$
- $M_{RdCy} = C_c * DC_{cz} = 2154.67 \text{ kN-m.}$
- $M_{RdCz} = C_c * DC_{cy} = 102.83 \text{ kN-m.}$

(). Compute capacity of reinforcement.

i	dsi	esi	fsi	Asi	Fsi	dzi	M_RdNyi	dzi	M_RdNzi
1	0.626	0.000491	98254.47	7.070e-04	69.47	0.000	0.00	-0.535	-37.16
2	0.419	0.001484	296857.37	7.070e-04	209.88	0.205	42.97	-0.494	-103.74
3	0.240	0.002345	391304.35	7.070e-04	276.65	0.378	104.66	-0.378	-104.66
4	0.116	0.002942	391304.35	7.070e-04	276.65	0.494	136.74	-0.205	-56.64
5	0.066	0.003184	391304.35	7.070e-04	276.65	0.535	148.01	-0.000	-0.00
6	0.097	0.003036	391304.35	7.070e-04	276.65	0.494	136.74	0.205	56.64
7	0.204	0.002518	391304.35	7.070e-04	276.65	0.378	104.66	0.378	104.66
8	0.372	0.001711	342192.57	7.070e-04	241.93	0.205	49.53	0.494	119.58
9	0.574	0.000737	147324.93	7.070e-04	104.16	0.000	0.00	0.535	55.72
10	0.828	-0.000483	-96613.17	7.070e-04	-68.31	-0.205	13.98	-0.494	33.76
11	0.996	-0.001290	-258078.72	7.070e-04	-182.46	-0.378	69.03	-0.378	69.03
12	1.103	-0.001808	-361560.50	7.070e-04	-255.62	-0.494	126.35	-0.205	52.34
13	1.134	-0.001957	-391304.35	7.070e-04	-276.65	-0.535	148.01	-0.000	0.00
14	1.084	-0.001714	-342782.04	7.070e-04	-242.35	-0.494	119.79	0.205	-49.62
15	0.960	-0.001117	-223380.66	7.070e-04	-157.93	-0.378	59.75	0.378	-59.75
16	0.781	-0.000256	-51277.98	7.070e-04	-36.25	-0.205	7.42	0.494	-17.92

 -.Where,

- di = Distance from the section's neutral axis to the i-th reinforcement (m.)
- esi = Strain in the i-th reinforcement
- fsi = Stress in the i-th reinforcement (KPa.)
- Asi = Cross-section area of the i-th reinforcement (m^2.)
- Fsi = Tensile strength of the i-th reinforcement (kN.)
- dzi = Distance from the center of the section to the i-th reinforcement in the element local z-axis (m.)
- dzi = Distance from the center of the section to the i-th reinforcement in the element local y-axis (m.)
- M_RdNyi = Moment Resistance about the element local y-axes in the i-th reinforcement (kN-m.)
- M_RdNzi = Moment Resistance about the element local z-axes in the i-th reinforcement (kN-m.)

- $N_s = \text{SUM} [F_{si}] = 789.12 \text{ kN.}$
- $M_{RdNy} = \text{SUM} [M_{RdNyi}] = 1267.63 \text{ kN-m.}$
- $M_{RdNz} = \text{SUM} [M_{RdNzi}] = 62.24 \text{ kN-m.}$

(). Compute nominal capacity(N_{Rdb}, M_{Rdb}) of Balanced Condition.

- $N_{Rdb} = Cc + Ns = 8949.45 \text{ kN.}$
- $M_{Rdy} = M_{RdCy} + M_{RdNy} = 3422.30 \text{ kN-m.}$
- $M_{Rdz} = M_{RdCz} + M_{RdNz} = 165.08 \text{ kN-m.}$
- $M_{Rdb} = \text{SQRT}(M_{Rdy}^2 + M_{Rdz}^2) = 3426.28 \text{ kN-m.}$

- (). Compare actual eccentricity with balanced eccentricity.
- Balanced eccentricity : $eb = M_{Rdb}/N_{Rdb} = 0.383 \text{ m.}$
 - Minimum eccentricity : E_{min} (not defined) = 0.000 m.
 - Actual eccentricity : $E_{ccn} = M_{Ed}/N_{Ed} = 1.101 \text{ m.}$
 - $eb < E_{ccn} \rightarrow$ Tension controls.

- (). Search for neutral axis..... Unit : kN., m.
- P-M calculation method : Keep M/P constant

Trial	X	N_Rd	M_Rd	Ecn	Eccn	Ratio
1-st	0.437	3212.86	2991.55	0.931	1.101	81.71
2-nd	0.420	2885.35	2920.86	1.012	1.101	91.20
3-rd	0.412	2719.23	2884.24	1.061	1.101	96.16
4-th	0.408	2635.52	2865.61	1.087	1.101	98.70

*. Final analysis with searched neutral axis.

- (). Compute capacity of compression stress block.
- $a = \lambda * X = 0.326 \text{ m.}$
 - $A_{com} = 0.249 \text{ m}^2.$
 - $DC_{cy} = 0.019 \text{ m.}$
 - $DC_{cz} = 0.407 \text{ m.}$
 - $Cc = \eta * f_{cd} * A_{com} = 3729.29 \text{ kN.}$
 - $M_{RdCy} = Cc * DC_{cz} = 1519.63 \text{ kN-m.}$
 - $M_{RdCz} = Cc * DC_{cy} = 72.52 \text{ kN-m.}$

- (). Compute capacity of reinforcement.

i	dsi	esi	fsi	Asi	Fsi	dzi	M_RdNyi	dzi	M_RdNzi	
1	0.626	-0.001871	-374123.17	7.070e-04	-264.51	0.000	-0.00	-0.535	141.51	
2	0.419	-0.000098	-19614.54	7.070e-04	-13.87	0.205	-2.84	-0.494	6.85	
3	0.240	0.001438	287590.86	7.070e-04	203.33	0.378	76.92	-0.378	-76.92	
4	0.116	0.002504	391304.35	7.070e-04	276.65	0.494	136.74	-0.205	-56.64	
5	0.066	0.002937	391304.35	7.070e-04	276.65	0.535	148.01	-0.000	-0.00	
6	0.097	0.002671	391304.35	7.070e-04	276.65	0.494	136.74	0.205	56.64	
7	0.204	0.001748	349527.32	7.070e-04	247.12	0.378	93.48	0.378	93.48	
8	0.372	0.000307	61309.34	7.070e-04	43.35	0.205	8.87	0.494	21.42	
9	0.574	-0.001433	-286531.79	7.070e-04	-202.58	0.000	-0.00	0.535	-108.38	
10	0.828	-0.003610	-391304.35	7.070e-04	-276.65	-0.205	56.64	-0.494	136.74	
11	0.996	-0.005051	-391304.35	7.070e-04	-276.65	-0.378	104.66	-0.378	104.66	
12	1.103	-0.005974	-391304.35	7.070e-04	-276.65	-0.494	136.74	-0.205	56.64	
13	1.134	-0.006240	-391304.35	7.070e-04	-276.65	-0.535	148.01	-0.000	0.00	
14	1.084	-0.005807	-391304.35	7.070e-04	-276.65	-0.494	136.74	0.205	-56.64	
15	0.960	-0.004741	-391304.35	7.070e-04	-276.65	-0.378	104.66	0.378	-104.66	
16	0.781	-0.003205	-391304.35	7.070e-04	-276.65	-0.205	56.64	0.494	-136.74	

-.Where,

di = Distance from the section's neutral axis to the i-th reinforcement (m.)

esi = Strain in the i-th reinforcement

fsi = Stress in the i-th reinforcement (KPa.)

Asi = Cross-section area of the i-th reinforcement (m^2.)

Fsi = Tensile strength of the i-th reinforcement (kN.)

dzi = Distance from the center of the section to the i-th reinforcement in the element local z-axis (m.)
 dyi = Distance from the center of the section to the i-th reinforcement in the element local y-axis (m.)
 M_RdNyi = Moment Resistance about the element local y-axes in the i-th reinforcement (kN-m.)
 M_RdNzi = Moment Resistance about the element local z-axes in the i-th reinforcement (kN-m.)

 -. Ns = SUM [Fsi] = -1093.77 kN.
 -. M_RdNy = SUM [M_RdNyi] = 1342.02 kN-m.
 -. M_RdNz = SUM [M_RdNzi] = 77.98 kN-m.

(). Compute nominal capacity(N_Rd,M_Rd) of given neutral axis.

-. N_Rd = Cc + Ns = 2635.52 kN.
 -. M_Rdy = M_RdCy + M_RdNy = 2861.65 kN-m.
 -. M_Rdz = M_RdCz + M_RdNz = 150.50 kN-m.
 -. M_Rd = SQRT(M_Rdy^2+M_Rdz^2) = 2865.61 kN-m.

(). Check ratios of axial load and moment capacity.

-. Rat_N = N_Ed / N_Rd = 0.371 < 1.000 ---> O.K.
 -. Rat_M = M_Ed / M_Rd = 0.375 < 1.000 ---> O.K.

=====
 =====
 [[[*]]] CALCULATE SHEAR CAPACITY.(END)
 =====
 =====

(). Compute design parameters.

-. Gamma_c = 1.50 (for Fundamental or Earthquakes).
 -. Alpha_cc= 1.00 (Default or User Defined).
 -. fcd = Alpha_cc * fck / Gamma_c = 16666.667 KPa.
 -. Gamma_s = 1.15 (for Fundamental or Earthquakes).
 -. fyd = fyk / Gamma_s = 391304.348 KPa.
 -. Gamma_s = 1.15 (for Fundamental or Earthquakes).
 -. fywd = fyw / Gamma_s = 391304.348 KPa.
 -. Gamma_rd= 1.00

(). Compute concrete capacity of shear.

(LCB = 3, POS = J)
 -. Applied axial force : N_Ed = 976.562 kN.
 -. Applied moment : M_Edmax = 1074.015 kN-m.
 -. Applied shear force : V_Ed = 102.190 kN.
 -. bw = 1.052 m.
 -. d = 1.052 m.

(). Compute maximum spacing of ties/spirals.

-. Smax = MIN[12*Dbar, Hc, 250 mm] = 0.250 m.

(). Calculate shear strength of concrete.

-. k = MIN[1.0+SQRT(200/d), 2.0] = 1.4360 (by d unit is mm).
 -. Acv = 1.10717 m^2.
 -. Asl = Ast / 2 = 0.00566 m^2.
 -. Rhol = Asl / Acv = 0.00511
 -. C_Rdc = 0.18/Gamma_c = 0.1200
 -. Str_cp = MIN[N_Ed/Ac, 0.2*fcd] = 863.4701 KPa.
 -. V_Rdc1 = [C_Rdc*k*(100*Rhol*fck)^(1/3) + 0.15*Str_cp]*Acv = 589.351 kN.
 -. V_Rdc2 = [0.035*k^(3/2)*SQRT(fck) + 0.15*Str_cp]*Acv = 476.805 kN.
 -. V_Rdc = MAX[V_Rdc1, V_Rdc2] = 589.351 kN.
 -. Vwd = 0.0 kN. (V_Rdc > V_Ed) ---> Shear reinforcement is not required.

(). Calculate required shear reinforcement. (Asw1 = 0.00008 m^2.)

-. Asw/s1 = Vwd / {cot(Theta)*(0.9*fywd*d)} = 0.00000 m^2/m.

- Calculate spacing s_1 = Not Required.
- $R_{how} = 0.00089$ (by concrete and steel classes).
- $S_{max1} = A_{sw} / (b_w * R_{how}) = 0.16893$ m.
- Required spacing $s_{req} = \text{MIN}[S_{max}, S_{max1}] = 0.16893$ m.
- $N_{leg} = 2$
- $A_{sw} / s_{req} = N_{leg} * A_{sw1} / s_{req} = 0.00094$ m²/m.
- Applied spacing $s_{app} = 0.20000$ m.

(). Check ratio of shear capacity.

- $V_{Ed} / V_{Rdc} = 0.173$
- $V_{Ed} / V_{Rds} = 0.349$
- $V_{Ed} / V_{RdMax} = 0.025$
- $Rat_V = 0.173$

```
=====
[[[*]]] CALCULATE SHEAR CAPACITY.( MIDDLE )
=====
```

(). Compute design parameters.

- $\Gamma_c = 1.50$ (for Fundamental or Earthquakes).
- $\alpha_{cc} = 1.00$ (Default or User Defined).
- $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \Gamma_c = 16666.667$ KPa.

```
-----
midas Gen - RC-Column Checking [ Eurocode2:04 & NTC2008 ] Gen 2023
=====
```

- $\Gamma_s = 1.15$ (for Fundamental or Earthquakes).
- $f_{yd} = f_{yk} / \Gamma_s = 391304.348$ KPa.
- $\Gamma_s = 1.15$ (for Fundamental or Earthquakes).
- $f_{ywd} = f_{yw} / \Gamma_s = 391304.348$ KPa.
- $\Gamma_{rd} = 1.00$

(). Compute concrete capacity of shear.

- (LCB = 3, POS = 1/2)
- Applied axial force : $N_{Ed} = 1089.659$ kN.
- Applied moment : $M_{Edmax} = 417.454$ kN-m.
- Applied shear force : $V_{Ed} = 178.301$ kN.
- $b_w = 1.052$ m.
- $d = 1.052$ m.

(). Compute maximum spacing of ties/spirals.

- $S_{max} = \text{MIN}[12 * D_{bar}, H_c, 250 \text{ mm}] = 0.250$ m.

(). Calculate shear strength of concrete.

- $k = \text{MIN}[1.0 + \text{SQRT}(200/d), 2.0] = 1.4360$ (by d unit is mm).
- $A_{cv} = 1.10717$ m².
- $A_{sl} = A_{st} / 2 = 0.00566$ m².
- $R_{hol} = A_{sl} / A_{cv} = 0.00511$
- $C_{Rdc} = 0.18 / \Gamma_c = 0.1200$
- $Str_{cp} = \text{MIN}[N_{Ed} / A_c, 0.2 * f_{cd}] = 963.4701$ KPa.
- $V_{Rdc1} = [C_{Rdc} * k * (100 * R_{hol} * f_{ck})^{1/3} + 0.15 * Str_{cp}] * A_{cv} = 605.958$ kN.
- $V_{Rdc2} = [0.035 * k^{3/2} * \text{SQRT}(f_{ck}) + 0.15 * Str_{cp}] * A_{cv} = 493.412$ kN.
- $V_{Rdc} = \text{MAX}[V_{Rdc1}, V_{Rdc2}] = 605.958$ kN.
- $V_{wd} = 0.0$ kN. ($V_{Rdc} > V_{Ed}$) ---> Shear reinforcement is not required.

(). Calculate required shear reinforcement. ($A_{sw1} = 0.00008$ m².)

- $A_{sw}/s_1 = V_{wd} / \{ \cot(\Theta) * (0.9 * f_{ywd} * d) \} = 0.00000$ m²/m.
- Calculate spacing s_1 = Not Required.

- Rhow = 0.00089 (by concrete and steel classes).
- Smax1 = Asw / (bw*Rhow) = 0.16893 m.
- Required spacing s_req = MIN[Smax, Smax1] = 0.16893 m.
- N_leg = 2
- Asw / s_req = N_leg*Asw1 / s_req = 0.00094 m²/m.
- Applied spacing s_app = 0.20000 m.

(). Check ratio of shear capacity.

- V_Ed / V_Rdc = 0.294
- V_Ed / V_Rds = 0.609
- V_Ed / V_RdMax = 0.043
- Rat_V = 0.294

```
=====
[[[*]]] CHECK SERVICEABILITY STRESS LIMIT.
=====
```

(). Calculate stress of Concrete.

- LCB = 6 (Frequent)
- k1 = 0.60000
- k3 = 0.80000

(Assumed Uncracked Section)

- Pu = 1685.43 kN.
 - Muy = 799.44 kN-m.
 - Muz = 0.00 kN-m.
 - fctm = 0.30 * fck^(2/3) = 2564.96392 KPa.
 - fr1 = (1.6 - H/1000) * fctm = 1025.98557 KPa.
 - fr = -MAX[fctm, fr1] = -2564.96392 KPa.
 - Area = 1.26342 m².
 - y_bar = 0.60000 m.
 - y' = 0.60000 m.
 - z_bar = 0.60000 m.
 - z' = 1.20000 m.
 - Iyy = 0.12074 m⁴.
 - Izz = 0.12074 m⁴.
- Ss_con (Tens.) = Pu/Area + Muy*(z'-z_bar)/Iyy + Muz*(y'-y_bar)/Izz = -2638.62811 KPa.
 Ss_con (Tens.) < fr ---> Cracked Section !

[Dead Load Cases]

- PuD = 2516.27 kN.
- MuyD = 269.943 kN-m.
- MuzD = 0.00000 kN-m.
- n = 12.70817 (Long Term).
- Acr = 1.2561 m².
- y_bar = 0.600 m.
- y' = 0.065 m.
- y = 1.200 m.
- z_bar = 0.600 m.
- z' = 0.065 m.
- z = 1.200 m.
- Icr,y = 0.1193 m⁴.
- Icr,z = 0.1193 m⁴.
- Ss_conD = PuD/Acr + MuyD*(z-z_bar)/Icr,y + MuzD*(y-y_bar)/Icr,z = 3360.70643 KPa.
- Ss_stlD = n * (PuD/Acr + MuyD*(z'-z_bar)/Icr,y + MuzD*(y'-y_bar)/Icr,z) = 10073.23847 KPa.

[Live Load Cases : Frequent]

- PuL = -830.84 kN.
- MuyL = 529.500 kN-m.

-. MuzL = 0.00000 kN-m.
 -. n = 6.35409(Short Term).
 -. Acr = 0.1767 m².
 -. y_bar = 0.600 m.
 -. y' = 0.065 m.
 -. y = 1.200 m.
 -. z_bar = 0.891 m.
 -. z' = 0.065 m.
 -. z = 1.200 m.
 -. Icr,y = 0.0208 m⁴.
 -. Icr,z = 0.0143 m⁴.
 -. Ss_conL = PuL/Acr + MuyL*(z-z_bar)/Icr,y + MuzL*(y-y_bar)/Icr,z = 3179.06023 KPa.
 -. Ss_stlL = n * (PuL/Acr + MuyL*(z'-z_bar)/Icr,y + MuzL*(y'-y_bar)/Icr,z) = -163619.97579 KPa.

[Etc. Load Cases]

-. PuE = -0.00000 kN.
 -. MuyE = 0.00000 kN-m.
 -. MuzE = 0.00000 kN-m.
 -. n = 6.35409(Short Term).
 -. Acr = 0.1788 m².
 -. y_bar = 0.611 m.
 -. y' = 0.065 m.
 -. y = 1.200 m.
 -. z_bar = 0.892 m.
 -. z' = 0.065 m.
 -. z = 1.200 m.
 -. Icr,y = 0.0208 m⁴.
 -. Icr,z = 0.0145 m⁴.
 -. Ss_conE = PuE/Acr + MuyE*(z-z_bar)/Icr,y + MuzE*(y-y_bar)/Icr,z = 0.00000 KPa.
 -. Ss_stlE = n * (PuE/Acr + MuyE*(z'-z_bar)/Icr,y + MuzE*(y'-y_bar)/Icr,z) = -0.00000 KPa.

[Check Stress Limit]

-. Ss_con = | Ss_conD + Ss_conL + Ss_conE | = 6539.76667 KPa.
 -. Ss_stl = | Ss_stlD + Ss_stlL + Ss_stlE | = 153546.73732 KPa.

Ss_con < k1*fck = 15000.00000 KPa. ---> O.K !
 Ss_stl < k3*fyk = 360000.00000 KPa. ---> O.K !

(). Check Linear Creep.

-. LCB = 7 (Quasi-permanent)
 -. k2 = 0.45000

(Assumed Uncracked Section)

-. Pu = 1797.06 kN.
 -. Muy = 759.76 kN-m.
 -. Muz = 0.00 kN-m.
 -. Area = 1.26342 m².
 -. y_bar = 0.60000 m.
 -. z_bar = 0.60000 m.
 -. Iyy = 0.12074 m⁴.
 -. Izz = 0.12074 m⁴.
 -. Ss_con (Comp.) = Pu/Area + Muy*(z-z_bar)/Iyy + Muz*(y-y_bar)/Izz = 5197.81776 KPa.
 Ss_con (Comp.) < k2*fck = 11250.00000 KPa. ---> Linear Creep

=====
 =====
 [[[*]]] CHECK SERVICEABILITY CRACK LIMIT ABOUT MAJOR AXIS.
 =====
 =====

(). Calculate crack width.


```
[ EN 1992-1-1:2004 Clause 7.3.4 , Appendix B. ]
( LCB = 7, POS = J )
-. Pu      = 1797.06 kN.
-. Muy     = 759.76 kN-m.
-. fcm     = fck+8(MPa) = 33000.00000 KPa.
-. fctm    = 0.30*fck^(2/3)= 2564.96392 KPa.(fck<=C50/60)
-. fct.eff = fctm (by 28 days).
-. n       = 12.70817
-. Sigma_s = 58876.772 KPa.
-. kt      = 0.4 (for long term loading.).
-. X       = 0.65950 m.
-. hc,ef   = 0.16250 m.
-. Ac.eff  = 0.28421 m^2.
-. Rho_p.eff= As/Ac.eff      = 0.0174
-. Ecm     = 22[fcm/10]^0.3 *1000 =31475806.210 KPa. (by Table 3.1)
-. Alpha_e = Es/Ecm         = 6.35409
-. (Eps_sm-Eps_cm) = (Sigma_s-kt*fct.eff/Rho_p.eff*(1+Alpha_e*Rho_p.eff))/Es
                  = -0.000033
                  < 0.6*Sigma_s/Es = 0.000177
-. (Eps_sm-Eps_cm) = 0.6*Sigma_s/Es = 0.000177

-. Bond coefficient(k1)          = 0.8000
-. Strain distribution coefficient(k2) = 0.5000
-. NAD Value (k3)                = 3.4000
-. NAD Value (k4)                = 0.4250
-. c          = 0.05000 m.
-. Phi        = 0.03000 m.
-. S_r.max    = k3*c + k1*k2*k4*Phi/Rho_p.eff = 0.46288 m.

-. wk        = S_r.max * ( Eps_sm-Eps_cm) = 0.00008 m.
wk < 3.000e-04 m. ---> O.K !
```

```
=====
[[[*]]] CHECK SERVICEABILITY CRACK LIMIT ABOUT MINOR AXIS.
=====
```

```
( ). Calculate crack width.
-. Ss_con (Tens.) < fr --> UnCracked Section (Do not check crack width.)
-. wk = 0.0 m.
```

6.7 Pali - Verifica portata dei pali

Essendo i dati forniti dalla relazione geotecnica dedotti dalla letteratura, non è possibile definire in maniera precisa il calcolo della portata dei pali. Si rimanda tale verifica ad una fase successiva.

Si svolge comunque una verifica di compressione del substrato roccioso.

Si verifica che lo sforzo massimo in compressione del palo non superi la resistenza a compressione della roccia, in ogni caso, la massima pressione ammissibile di contatto non può essere superiore alla resistenza a compressione del calcestruzzo.

Per quanto riguarda la resistenza a compressione della roccia si utilizzano dati dedotti dalla letteratura. Essendo il terreno in analisi composto prevalentemente da rocce granitoidi si considera come parametro di verifica un valore pari a 70 Mpa, da cui si ottiene un valore di resistenza di progetto pari a $70/(1.35*1.7)=30.5$ Mpa.

La resistenza a compressione del calcestruzzo è invece pari a $f_{cd}=14.1$ Mpa essendo i pali realizzati con calcestruzzo C25/30.

Il minore tra i due valori è quello del calcestruzzo pertanto sarà quello utilizzato per la verifica.

Per quanto infine riguarda lo sforzo sollecitante in punta esso è pari al rapporto tra la massima azione assiale riscontrata e l'area del palo.

Di seguito si riporta un'immagine con le indicazioni delle massime azioni assiali sui pali.

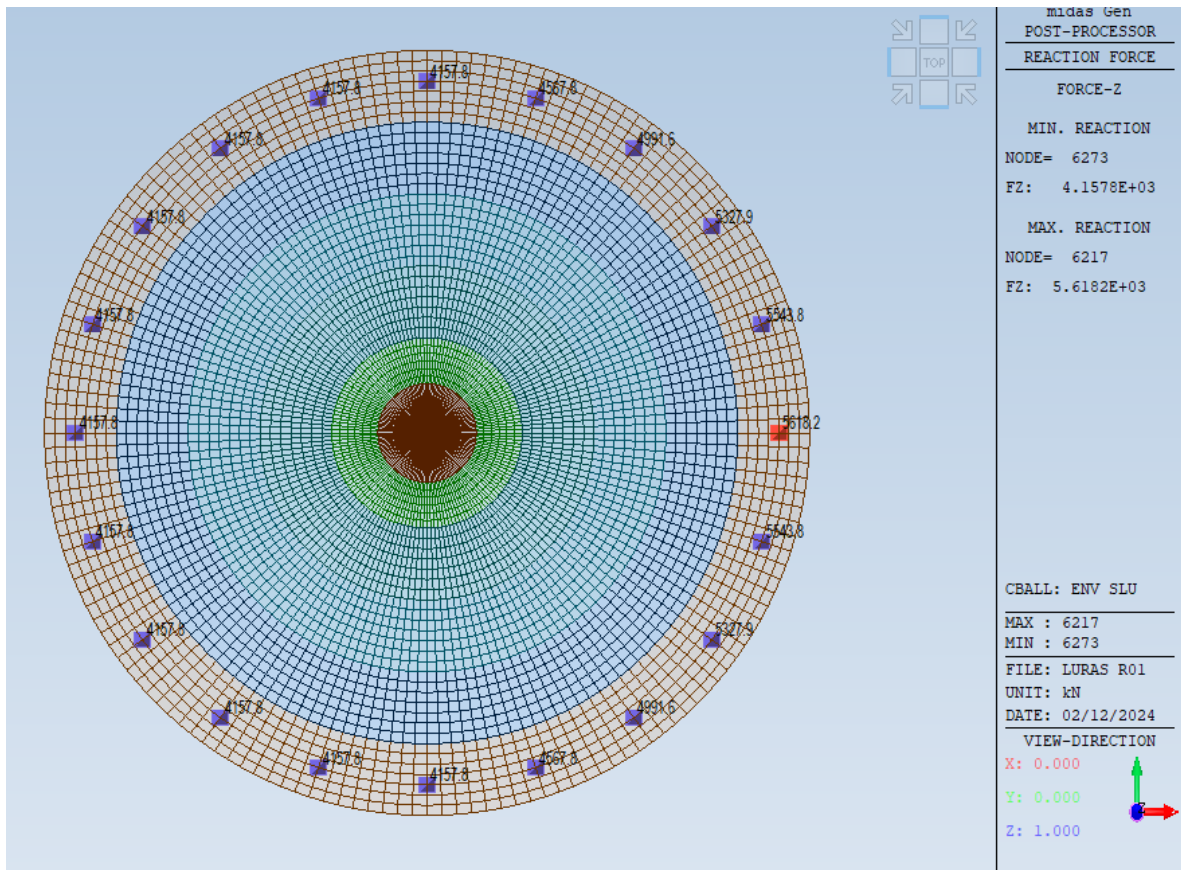


Figura 6-68: Azione assiali massime sui pali

Si ottiene: $\sigma_{ed} = 5618 / 1.13 = 5 \text{ Mpa}$.

Essendo $\sigma_{ed} < f_{cd}$ la verifica è soddisfatta.

6.8 Verifica dei cedimenti della platea

La verifica dei cedimenti è stata effettuata secondo le combinazioni SLE.

Di seguito si riportano i valori ottenuti con il modello di calcolo che presenta le molle verticali distribuite su tutti i conci dei pali di fondazione, al fine di tenere in conto l'apporto determinante, per tale verifica, dell'attrito laterale.

Il cedimento massimo è pari a 0.39cm. Il valore è sempre negativo quindi non vi sono innalzamenti della fondazione.

Nella combinazione SLE i pali presentano solo forze di compressione, non sono presenti forze di trazione.

E' anche evidente come tale valore sia da considerare assolutamente conservativo, se non altro per avere sempre trascurato la reazione del terreno sotto la platea.

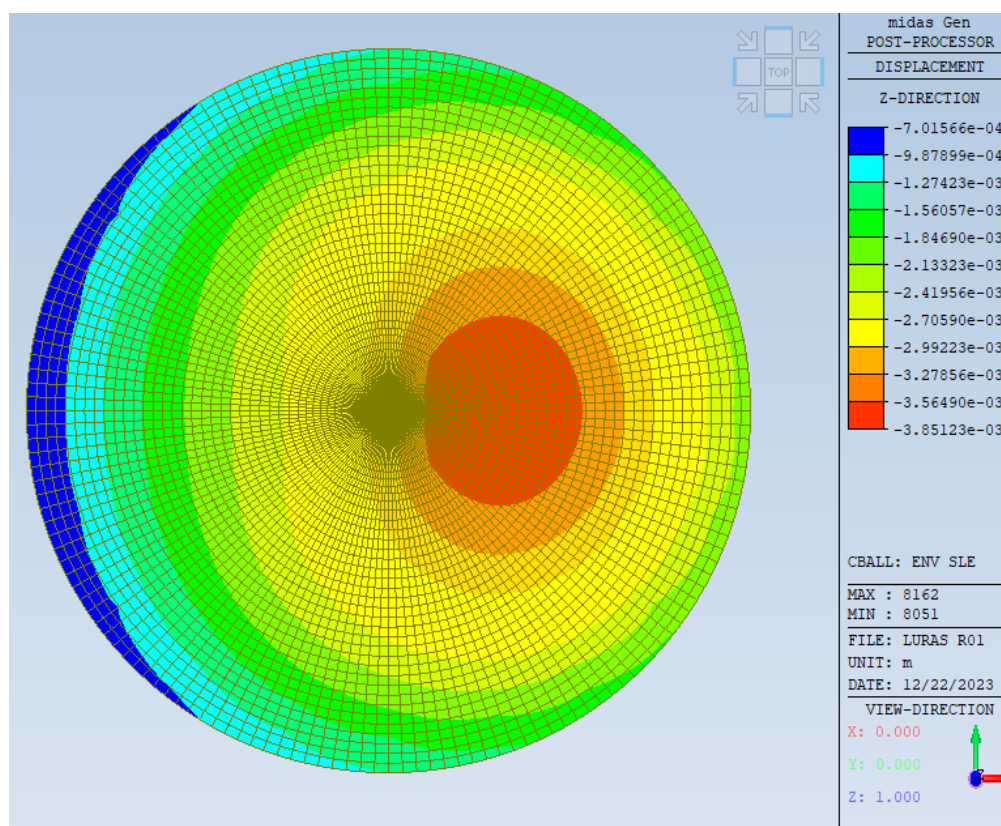


Figura 6-69: Cedimenti

6.9 Calcolo rigidezza alla rotazione

Ai fini del calcolo della rigidezza alla rotazione si sono presi in considerazione i punti agli estremi della fondazione (nodi 5154 e 1121) indicati nell'immagine seguente.

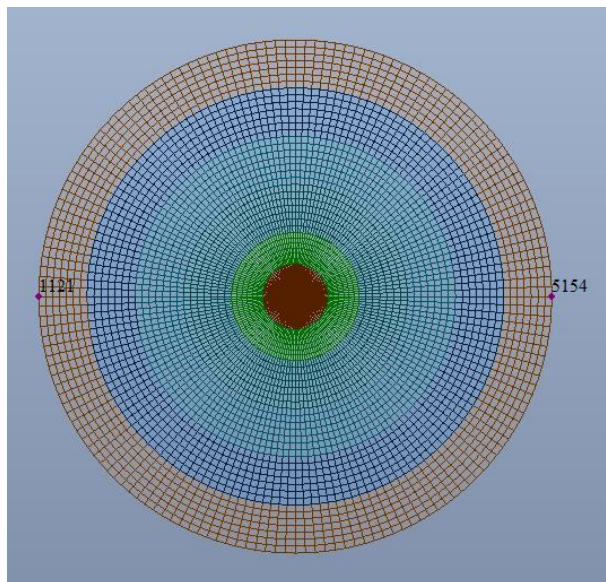


Figura 6-70: Indicazione nodi per calcolo

Gli spostamenti per la combinazione di carico più gravosa (SLU1), del modello con k verticali solo alla base dei pali, sono i seguenti:

NODO	DZ (cm)
5154	4.20
1121	3

La differenza di spostamento verticale è pari a:

Δ	1.2	cm
----------	-----	----

Essendo la distanza tra i due punti pari a 2492 cm l'angolo in radianti è pari a:

σ	0.000481541	rad
----------	-------------	-----

Il momento applicato (moltiplicato per 1.35) è pari a:

M	186597	kNm
---	--------	-----

La rigidezza alla rotazione, calcolata come (M/σ) è pari a:

$k\sigma$	3.87E+11	Nm/rad	>	5.62E+10 (*)	Nm/rad
-----------	----------	--------	---	--------------	--------

(*): il valore limite della rigidezza rotazionale è stato ricavato dal documento "D2916870_005 SGRE ON SG 6.6-170 Foundation loads T135-54°".

7 CONCLUSIONI RIASSUNTIVE

Il progetto proposto prevede l'installazione di nuove turbine eoliche aventi diametro massimo di 170 m e altezza al mozzo massima di 135 m.

La vita nominale dell'opera è stabilita in 50 anni e la classe d'uso relativa è la classe IV.

Le fondazioni, di tipo indiretto su pali, sono circolari di diametro 25 metri e altezza variabile da 4.40 metri (esterno gonna aerogeneratore) a 1.8 metri (esterno plinto), i pali sono 20, diametro 1200 mm e lunghezza 8 metri

Essendo il progetto di tipo preliminare non sono state svolte indagini geologiche e geotecniche approfondite tramite l'utilizzo di prove o programmi di calcolo ma da semplici considerazioni derivanti dalla letteratura e dall'analisi visiva dei luoghi.

Per questo motivo si è scelto di seguire la strada più cautelativa prevedendo pali infissi nel terreno di altezza pari a 8 m, essendo il terreno costituito da depositi arenizzati e di matrice rocciosa lapidea.

Riferendosi la presente relazione ad un progetto di carattere preliminare, avente scopo primario il dimensionamento di cassero e armatura di platea e pali con intento possibilmente conservativo, alcune verifiche di maggiore specificità e che dovranno essere considerate in fase esecutiva non sono state inserite; in particolare ci si riferisce a quelle connesse ai fenomeni di fatica, sulla base dei carichi forniti dal produttore.

Le suddette verifiche presuppongono infatti una maggiore conoscenza dei dati geotecnici, da riferire singolarmente a ciascun aerogeneratore, rispetto a quelli complessivi attualmente reperiti, per lo più estrapolati dalla letteratura sulla base delle risultanze geologiche della zona, e utilizzati nella presente relazione.

Si è provveduto a una stima dei parametri geotecnici dei pali, in particolare le costanti di Winkler orizzontale (K_h) e verticale k_v per simulare la reazione orizzontale del terreno lungo la lunghezza dei pali e quella verticale alla base.

I carichi sono forniti dal costruttore in accordo al DM 17 gennaio 2018 ed alla normativa internazionale IEC 61400-1: si utilizzano ai fini del calcolo i carichi derivanti dalla IEC 61400 - 1, risultando questi più gravosi rispetto a quelli derivanti dalla normativa italiana.

Oltre alla resistenza degli elementi principali (plinto e pali) si è provveduto alla verifica dei cedimenti e della rigidezza alla rotazione.