

RESTAURO CONSERVATIVO DI PALAZZO CREPADONA

DESTINATO ALLA NUOVA MEDIATECA DELLE DOLOMITI

- PROGETTAZIONE ESECUTIVA DEI LAVORI DI RESTAURO, OPERE EDILI, STRUTTURALI, IMPIANTISTICHE E COORDINAMENTO DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

**COMMITTENTE****COMUNE DI BELLUNO**

Piazza Duomo, 1 – 32100 Belluno
C.F.: 00132550252 – P. IVA: 00132550252

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

arch. Carlo Erranti

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI PROFESSIONISTI**ARTECO ARCHITECTURE ENGINEERING CONSULTING**

c.so S. Anastasia n.38 - VERONA

ORDINE
degli
ARCHITETTI
PIANIFICATORI
PAESAGGISTI
e GEOMETRI
di
VERONA



Antonella Milani
n. 729
settore Architettonico
e Urbanistico

arch. Antonella Milani

ARTECO
ARCHITECTURE - ENGINEERING - CONSULTING
LUIGI CALCAGNI
MAURIZIO ZERBATO
LUCIANO CENNA
ANTONELLA MILANI

Studio di Ingegneria MAZZORAN TILOCA DE LOTTO

piazza Castello n.4 - BELLUNO



ing. Ludovico De Lotto

MTD
studio di ingegneria
Mazzoran Tiloca De Lotto

ING. PIETRO CANTON

piazza Piloni n.12 - BELLUNO



ing. Pietro Canton

STUDIO BORTOT

via Cal de Formiga n.12b - SANTA GIUSTINA (BL)



per.ind. Beppino Bortot
per.ind. Daniele De Bona

**studio
bortot**
PROGETTAZIONE IMPIANTI TECNOLOGICI

R. STUDIO

via Marmolada n.2/o - ALLEGHE (BL)



ing. Felice Gaiardo

R studio
felice gaiardo ingegnere
francesco riva architetto

ING. CHIARA BARATTIN

via General Cantore n.34 - ALPAGO (BL)



ing. Chiara Barattin

RELAZIONE GEOTECNICA E
SULLE FONDAZIONI

DATA

05.09.2018

AGGIORNAMENTI**ALLEGATO****201**

INDICE

1. ASPETTI GENERALI.....	3
2. PRESSIONE AL SUOLO – NUOVA SCALA.....	5
3. CAPACITA' PORTANTE PLINTO SU MICROPALI.....	6

1. ASPETTI GENERALI

Le caratteristiche geomeccaniche del terreno sono state desunte dalla Relazione geologica a firma del dott. geol. Ennio Da Roit allegata al progetto esecutivo, alla quale si rimanda per ogni dettaglio.

Il palazzo Crepadona si trova all'interno del nucleo antico della città di Belluno. Tutta l'area appartiene alla morfostuttura fluviale creata per deposizione delle alluvioni antiche in sponda destra del Fiume Piave, la cui quota media si innalza rispetto all'alveo attivo attuale di circa 40 m. Il terrazzo, eroso nel quaternario per abbassamento del letto attivo del Piave e dell'affluente Ardo ad est, presenta una forma stretta ed allungata verso sud est con analoga direzione di declivio ed è delimitato ad est dalla valle erosiva del T. Ardo e ad ovest dal Piave stesso.

Il fabbricato si fonda pertanto sul potente materasso alluvionale antico costituito da ghiaie sabbioso limose. I depositi alluvionali sono costituiti mediamente dalla sovrapposizione di orizzonti ghiaioso sabbiosi e ciottolosi, con buon grado di addensamento e con frequenti banchi conglomeratici cementati a volte osservabili sui lati delle scarpate. Il substrato roccioso nel sito di interesse si colloca a non meno di 40 m di profondità da p.c.. Per quanto riguarda l'aspetto idrogeologico, il minimo livello di falda è ben al di sotto del piano di posa delle fondazioni. L'area non presenta quindi motivi per essere definita instabile.

Le indagini geologiche in sito hanno visto la realizzazione di un sondaggio a carotaggio continuo di profondità 25 m in via Crepadoni, con esecuzione di prove SPT e prelievo di campioni per indagini di laboratorio.

La sequenza litologica riscontrata è alquanto monotona, poiché sotto un primo strato di arido di riporto e limi scuri neri con probabile presenza di sostanze organiche, quindi di probabile origine antropica si intercettano ghiaie con sabbie o sabbioso limose addensate.

Come riportato nell'allegata relazione geologica, dai risultati delle indagini disponibili la stratigrafia del terreno nel sito in oggetto ed i corrispondenti parametri geomeccanici risultano essere indicativamente i seguenti:

litologia	Peso di volume naturale [KN/m ³]	Angolo di resistenza taglio efficace di picco [°]	Coesione apparente [KPa]	Modulo di deformazione [MPa]	Vs Velocità delle onde di taglio [m/s]	Grado di permeabilità [m/s]
Da 0,00 a 2,50 m Antropico e riporto	20-21	30-33	0-2	-	120-160	1x10 ⁻² - 10 ⁻⁴
da 2,50 a 3,70 m sabbie	19-20	32	0	20	200-400	1x10 ⁻³ - 10 ⁻⁵
Da 3,70 a 5,00 m Limi argillosi	10-20	26-28	2-5	10	150-200	1x10 ⁻⁵ - 10 ⁻⁷
Da 5 a 10,00 m Ghiaie e sabbie	20-21	33-36	0-2	50	350-700	1x10 ⁻³ - 10 ⁻⁵

Le indagini geofisiche in sito hanno visto l'esecuzione di una prova "Down Hole" e di prove HVSR.

Dal punto di vista sismico il terreno in prima approssimazione è classificabile in categoria di sottosuolo C e topograficamente in classe T1.

PROGETTO ESECUTIVO *Relazione geotecnica e sulle fondazioni*

Le nuove opere in progetto prevedono, dal punto di vista fondazionale:

- fondazioni dirette di tipo platea in c.a. per la nuova scala;
- fondazioni profonde (plinti in c.a. su micropali) per la strutture di sostegno della copertura vetrata della corte.

Per quanto riguarda la capacità portante del terreno per fondazioni dirette come quelle della nuova scala, la cui quota di imposta è pari a circa -1.00 m dal p.c., si utilizza la relazione di Brinch-Hansen (1970):

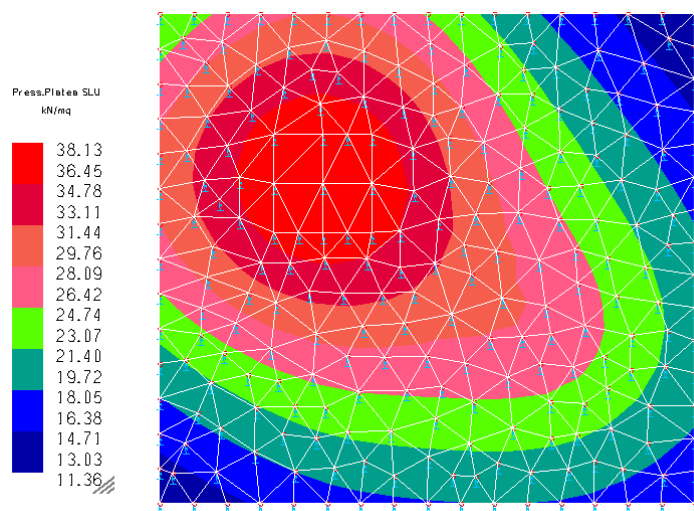
$$q_f = c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q_0 N_q s_q d_q i_q b_q g_q + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$$

Si riporta di seguito il calcolo della capacità portante della platea della scala trascurando, a favore di sicurezza, il sovraccarico laterale (si ipotizza D=0) e la coesione (si ipotizza c=0). L'eccentricità considerata è quella dell'elemento verticale portante rispetto al centro della platea.

B	6,50 [m]
B'	3,50 [m]
L	8,22 [m]
D	0,00 [m]
e	1,50 [m]
ϕ'	32 [°]
c'	0 [kN/m ²]
ϕ_u	0 [°]
c_u	0 [kN/m ²]
γ	20 [kN/m ³]
q_0	0 [kN/m ²]
N_q	23,18
N_c	35,49
N_γ	30,21
s_c	1,52
s_q	1,49
s_γ	0,68
d_c	1,00
d_q	1,00
contributo coesione	0,00 [kN/m ²]
contributo sovraccarico	0,00 [kN/m ²]
contributo attrito	722,99 [kN/m ²]
q_f	723 [kN/m ²]
γ_R	2,3
q_d	314 [kN/m ²]

2. PRESSIONE AL SUOLO – NUOVA SCALA

Si riporta di seguito un diagramma delle massime pressioni trasmesse al suolo, in corrispondenza della nuova scala.

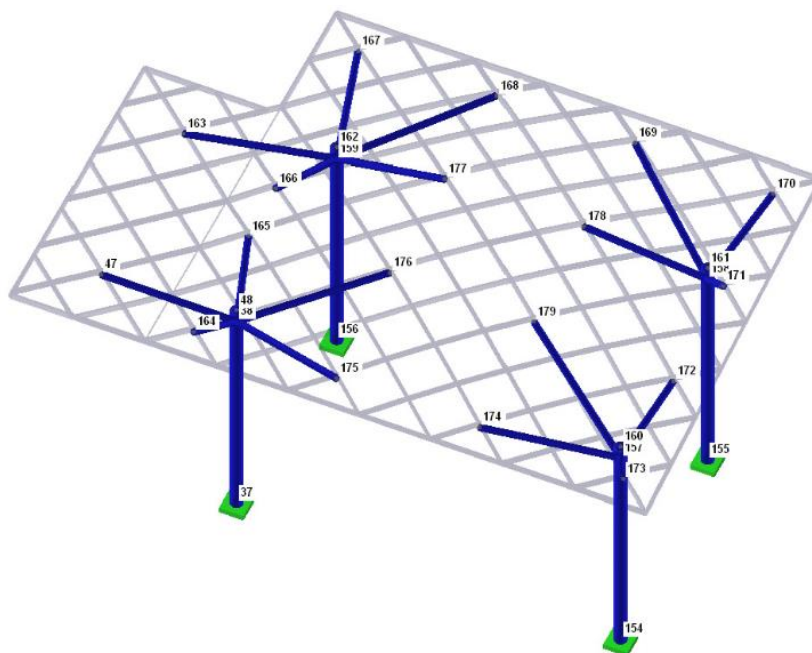


Pressione massima per la combinazione SLU in kN/m².

La pressione massima al suolo in combinazione SLU è pari a 38.13 kN/m², valore ampiamente compatibile con la capacità portante del terreno pari a 314 kN/m².

3. CAPACITA' PORTANTE PLINTI SU MICROPALI

Si riportano di seguito le più gravose combinazioni di sollecitazioni di calcolo al piede delle strutture che sostengono la copertura (nodi 37, 154, 155, 156 come da immagine sotto riportata), per il dimensionamento delle relative fondazioni.



Individuazione nodi alla base delle strutture di sostegno alla copertura.

Node No.		Support Forces [kN]			Support Moments [kNm]			Corresponding Load Cases
		$P_{X'}$	$P_{Y'}$	$P_{Z'}$	$M_{X'}$	$M_{Y'}$	$M_{Z'}$	
37	Max $P_{X'}$	53.05	25.57	-67.56	-137.33	325.91	-9.77	LG14
	Min $P_{X'}$	-48.72	-7.94	-165.12	73.11	-311.19	11.11	LG19
	Max $P_{Y'}$	21.43	55.60	-136.45	-318.38	126.23	-4.56	LG22
	Min $P_{Y'}$	-18.44	-38.68	-96.25	253.59	-112.97	6.01	LG27
	Max $P_{Z'}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Min $P_{Z'}$	7.35	33.31	-403.49	-127.89	30.96	1.78	LG10
	Max $M_{X'}$	-18.44	-38.68	-96.25	253.59	-112.97	6.01	LG27
	Min $M_{X'}$	21.43	55.60	-136.45	-318.38	126.23	-4.56	LG22
	Max $M_{Y'}$	53.05	25.57	-67.56	-137.33	325.91	-9.77	LG14
	Min $M_{Y'}$	-48.72	-7.94	-165.12	73.11	-311.19	11.11	LG19
	Max $M_{Z'}$	-48.01	-7.50	-185.33	71.37	-309.86	11.34	LG20
	Min $M_{Z'}$	52.45	25.10	-47.68	-134.55	322.40	-9.87	LG13
154	Max $P_{X'}$	34.15	10.64	-33.73	-82.27	224.06	-7.42	LG14
	Min $P_{X'}$	-29.66	-27.01	-110.14	152.69	-206.09	4.34	LG19
	Max $P_{Y'}$	11.64	38.64	-26.54	-249.30	70.88	-8.10	LG21
	Min $P_{Y'}$	-7.97	-54.61	-117.50	320.66	-55.14	4.88	LG28
	Max $P_{Z'}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Min $P_{Z'}$	6.62	-33.42	-241.80	141.90	27.17	-5.60	LG9
	Max $M_{X'}$	-7.97	-54.61	-117.50	320.66	-55.14	4.88	LG28
	Min $M_{X'}$	11.64	38.64	-26.54	-249.30	70.88	-8.10	LG21

PROGETTO ESECUTIVO *Relazione geotecnica e sulle fondazioni*

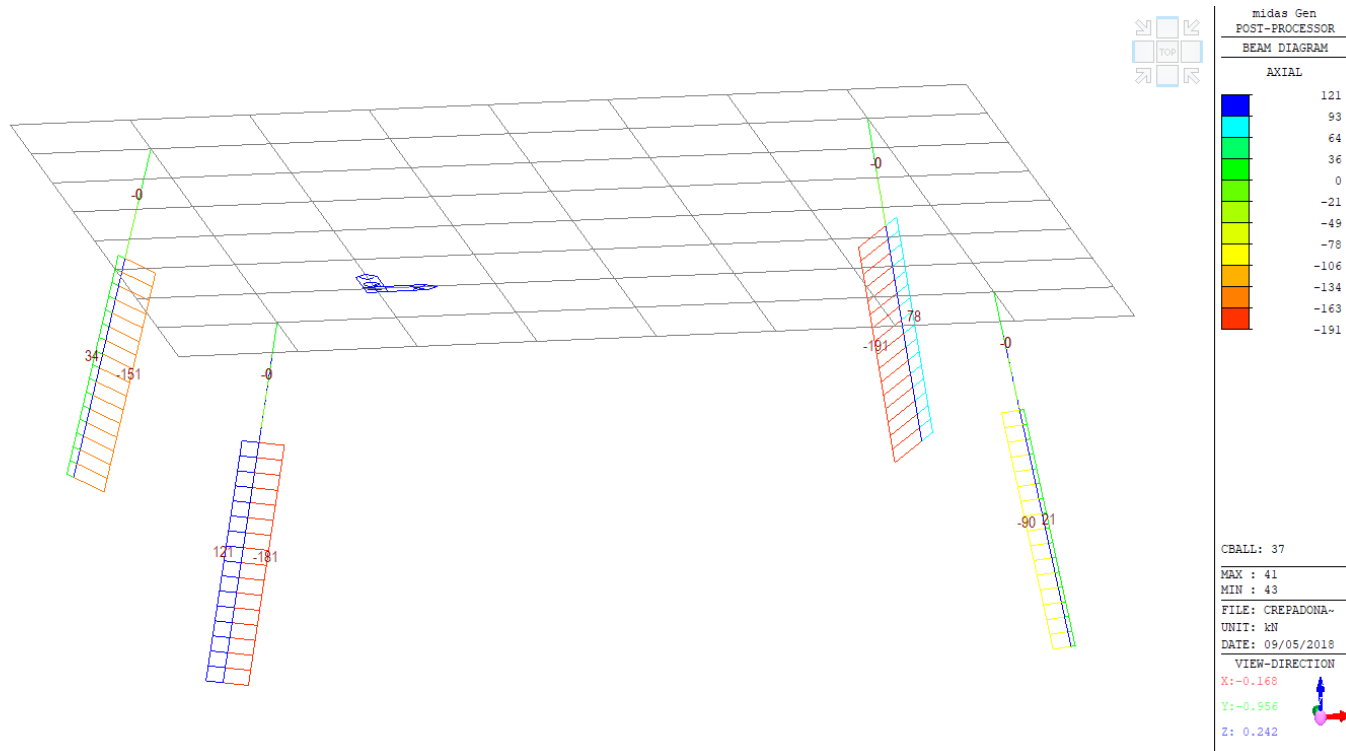
	Max M_y	34.15	10.64	-33.73	-82.27	224.06	-7.42	LG14
	Min M_y	-29.58	-0.41	-91.98	-10.98	-206.90	1.22	LG17
	Max M_z	-8.43	-53.98	-107.65	317.46	-56.80	5.19	LG27
	Min M_z	11.98	38.11	-36.17	-247.96	72.33	-8.44	LG22
155	Max P_x	33.00	-24.76	-110.51	138.31	229.60	-5.27	LG15
	Min P_x	-38.94	10.48	-30.46	-79.05	-249.87	6.93	LG18
	Max P_y	-15.73	37.25	-23.56	-239.17	-97.67	3.52	LG23
	Min P_y	10.58	-50.93	-117.93	298.33	79.41	-2.02	LG26
	Max P_z	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Min P_z	-8.07	-28.60	-235.28	117.87	-28.46	3.22	LG12
	Max M_x	10.58	-50.93	-117.93	298.33	79.41	-2.02	LG26
	Min M_x	-16.34	37.04	-32.53	-239.48	-100.77	3.98	LG24
	Max M_y	33.00	-24.76	-110.51	138.31	229.60	-5.27	LG15
	Min M_y	-38.94	10.48	-30.46	-79.05	-249.87	6.93	LG18
	Max M_z	-38.94	10.48	-30.46	-79.05	-249.87	6.93	LG18
	Min M_z	33.00	-24.76	-110.51	138.31	229.60	-5.27	LG15

156	Max P_x	59.79	-9.16	-143.22	71.43	363.35	-11.69	LG15
	Min P_x	-62.67	23.54	-44.96	-128.58	-368.65	9.22	LG18
	Max P_y	-21.34	50.61	-114.43	-299.20	-116.89	-0.67	LG24
	Min P_y	19.98	-36.76	-73.88	240.92	112.48	-1.56	LG25
	Max P_z	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	Min P_z	0.59	27.19	-324.67	-113.21	9.32	-3.77	LG11
	Max M_x	19.98	-36.76	-73.88	240.92	112.48	-1.56	LG25
	Min M_x	-21.34	50.61	-114.43	-299.20	-116.89	-0.67	LG24
	Max M_y	59.79	-9.16	-143.22	71.43	363.35	-11.69	LG15
	Min M_y	-62.67	23.54	-44.96	-128.58	-368.65	9.22	LG18
	Max M_z	-61.10	-2.87	-9.37	32.44	-362.58	11.12	LG19
	Min M_z	57.71	16.21	-179.05	-87.84	359.37	-13.69	LG14

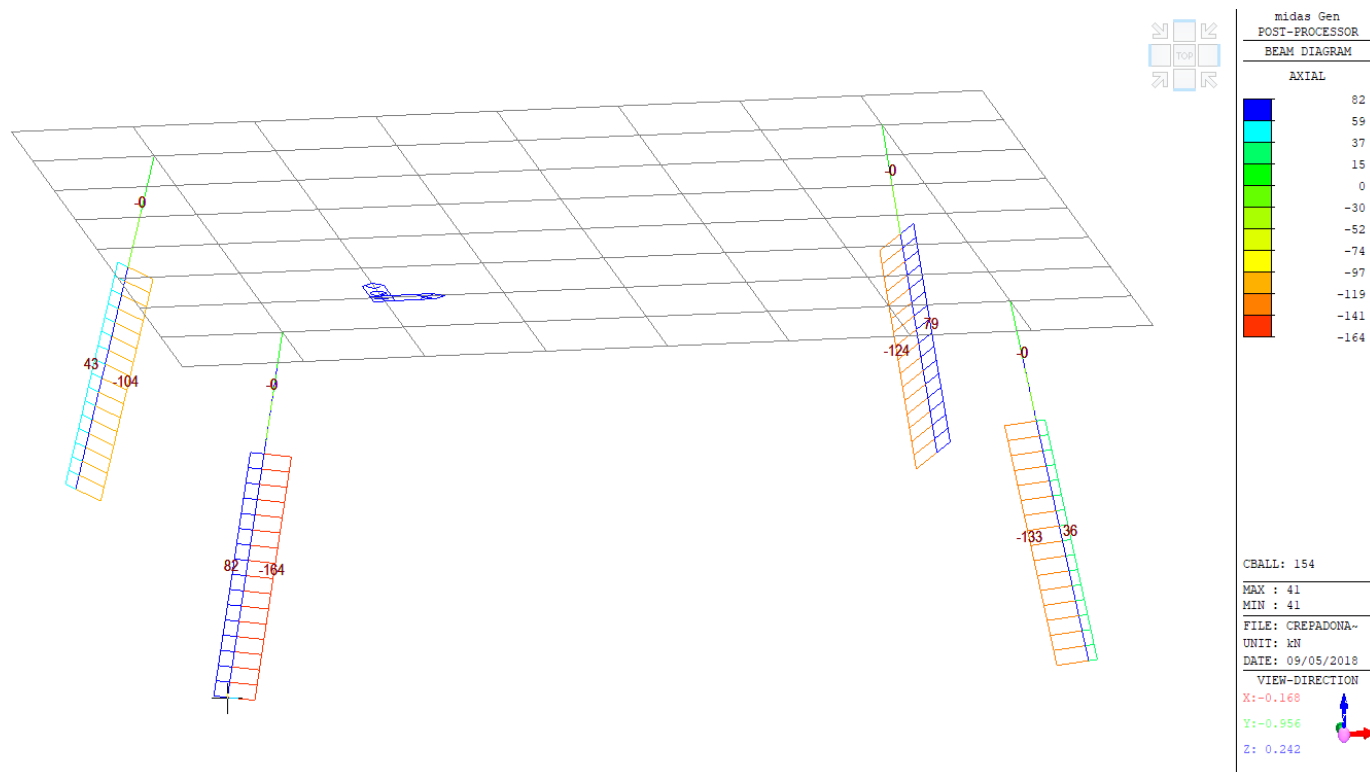
Ognuno dei n. 4 plinti in c.a. di fondazione ha dimensione 2.00x2.00x0.50m ed è fondato su n.4 micropali di lunghezza 12,00 m (perforazione $\varnothing 220$ mm, armatura in tubo $\varnothing 88,9 \times 10$ mm) inclinati radialmente sulla verticale di 15° per assorbire le azioni di taglio, posti ai vertici di un quadrato di lato 1.50 m.

Le massime azioni assiali (trazione e compressione) sui micropali nelle quattro fondazioni sono state calcolate con un modello FEM del plinto e dei pali stessi sviluppato con il software *Midas Gen* applicando i parametri della sollecitazione delle sopra riportate tabelle. Il plinto è stato modellato con un elemento bidimensionale tipo *plate*, i pali con elementi monodimensionali tipo *beam*.

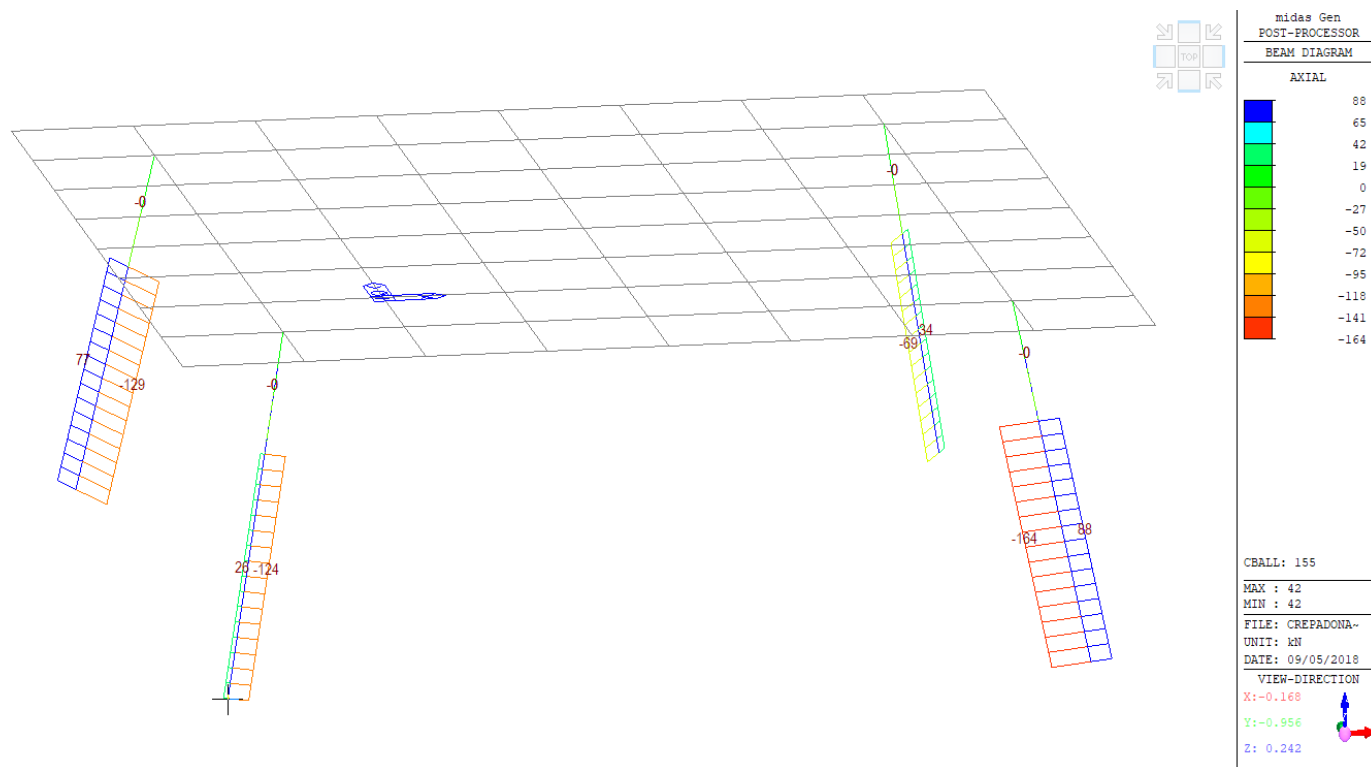
Si riportano di seguito le immagini delle massime sollecitazioni assiali sui pali per ciascun plinto.



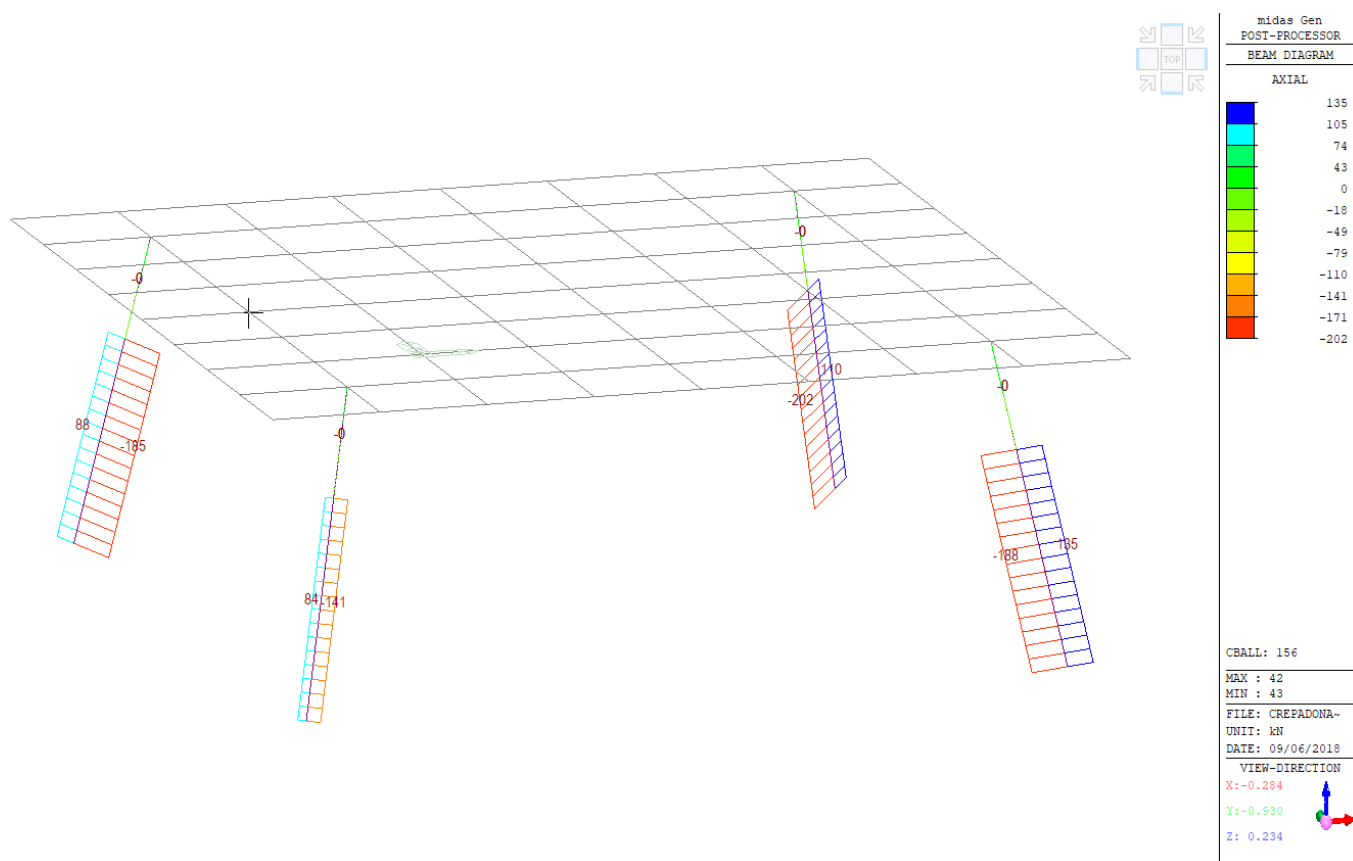
Massime azioni assiali sui micropali del plinto in corrispondenza del nodo n.37 [kN]



Massime azioni assiali sui micropali del plinto in corrispondenza del nodo n. 154 [kN]



Massime azioni assiali sui micropali del plinto in corrispondenza del nodo n.155 [kN]



Massime azioni assiali sui micropali del plinto in corrispondenza del nodo n.156 [kN]

Come si evince dalle immagini sopra riportate, le massime azioni assiali di calcolo (SLU) sui pali valgono:

- trazione massima: $N_{Ed} = 135 \text{ kN}$
- compressione massima: $N_{Ed} = 202 \text{ kN}$

Si riporta di seguito il calcolo delle capacità portanti dei micropali di progetto, sia come tiranti (sola resistenza laterale) che come puntoni (resistenza laterale e di punta).

Capacità portante a trazione di micropalo isolato									
tipo Sez	Tipo di acciaio		f _y [MPa]	f _u [MPa]	e	E [kPa]	g _{M0}	f _{yd} [MPa]	
Tubo Ø88,9x10	S275		275	430	0,92	2,1E+08	1,05	261,9	
diametro tubo [mm]						88,9			
spessore tubo [mm]						10,0			
area di acciaio della sezione [cm ²]						24,79	'=PI()*(88,9^2-(88,9-2*10,0)^2)/400		
R _{acciaio microp. d}		[kN]	649				'=24,79*275/1,05/10		
lunghezza tubo [m]						12,00			
lunghezza inglobata nel plinto [m]						3,00			
profondità del piano di posa del plinto [m]						3,50			
profondità della punta del palo [m]						12,50	'=3,50-3,00+12,00		
lunghezza bulbo [m]						9,00	'=12,00-3,00		
diametro perforazione [mm]						200			
diametro reso [mm]						220			
profondità media bulbo: z _{med} [m]						8,00	'=12,50-9,00/2		
Dati relativi ai carichi									
			P _{perm, traz, k}		[kN]=	58,0	P _{var, traz, k}		[kN]= 38,7
Micropalo in compressione									
	Appr1	A1+M1+R1	1,3	75,4	1,5	58,0	133,4		'=75,4+58,0
	Appr2	A1+M1+R3	1,3	75,4	1,5	58,0	133,4		'=75,4+58,0
Numero di verticali indagate						1			
peso di volume del terreno g _{ter} [kN/m ³]						20,0			
angolo di attrito terreno (val. caratt.): f _k = f _l [°]						38			
angolo di attrito terreno-palo (val.caratt.): d _k = d _d [°]						38			
Calcolo della portata laterale									
S _z (z _{med}) [kPa]			160,0	'=8,00*20,0					
coefficiente di spinta orizzontale : K _o			0,384	=1-SIN(38,00/180*3.141592)					
S _h (z _{med}) [kPa]			61,49	'=160,0*0,384					
f _s (z _{med}) [kPa]			48,04	=61,49*TAN(38,00/180*3.141592)					
Q _{s, i} [kN]			298,7	'=220/1000*3.14*9,00*48,04					
Q _{s, med} [kN]=			Q _{s, min} [kN] =	298,7	X ₃ =		X ₄ =	1,7	
Q _{s, k1} [kN]=			Q _{s, k2} [kN]=	175,7	'=298,7/1,70		Q _{s, k} [kN]=	175,71	
Appr2			A1+M1+R3	1,25	Resistenza di progetto a trazione: Q _{s, d} [kN]=				
						140,6	'=175,71/1,25		
Lo SLU è verificato se: P _{ad} < R _{c, lat, d} <==> A1+M1+R3									
P _{tot, d, appr2} [kN]=						133,4	<	140,6	=R _{tot, d, appr2} [kN]

La verifica è quindi soddisfatta in quanto $N_{Ed} = 135 \text{ kN} < N_{Rd} = 140.6 \text{ kN}$.

Capacità portante a compressione di micropalo isolato									
tipo Sez	Tipo di acciaio	f _y [MPa]	f _u [MPa]	e	E [kPa]	g _{M0}	f _{yd} [MPa]		
Tubo Ø88,9x10	S275	275	430	0,92	2,1E+08	1,05	261,9		
diametro tubo [mm]					88,9				
spessore tubo [mm]					10,0				
area di acciaio della sezione [cm ²]					24,79	'=PI()*((88,9^2-(88,9-2*10,0)^2)/400			
R acciaio microp. d	[kN]				649	'=24,79*275/1,05/10			

4. INTERVENTI SU EDIFICIO ESISTENTE

11

