

EMISIÓN	ELABORADO:	REVISADO	APROBADO:	FECHA:
PRIMERA	Ing. Jose Nuñez	Ing. Marlon Patiño	Ing. Jorge Proaño	AGOSTO 2023
SEGUNDA				
FINAL	Ing. Jose Nuñez	Ing. Marlon Patiño	Ing. Jorge Proaño	AGOSTO 2023
FIRMA				

Derechos reservados sobre este documento. Queda prohibida la reproducción y/o distribución de este documento por personas o entidades ajenas al proyecto para el cual fue elaborado.

REV. ENGYWORK:



PROYECTO:	SUC ESTUDIO TÉCNICO PARA LA REPOTENCIACIÓN DE LA SUBESTACIÓN SHUSHUFINDI GD		
DOCUMENTO:	DISEÑO CIMENTACION COLUMNAS METALICAS		
CÓDIGO:	SE-SU-23-ME-04	N° HOJA:	1/24

REV. CLIENTE



TABLA DE CONTENIDO

Tabla de contenido

1. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO, DATOS DE ENTRADA Y TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL	3
1.1 Descripción general y alcance del proyecto.....	3
1.2 Datos de entrada y planos de referencia.....	3
2. NORMAS Y DOCUMENTOS TÉCNICOS	3
3. MATERIALES Y TIPOLOGÍA	4
4. DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES.....	4
5. COMBINACIONES DE CARGA	4
6. Pedestal.....	5
7. DISEÑO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL	6
8. MÉTODO DE DISEÑO.....	8
9. ASENTAMIENTOS MÁXIMOS	12
10. PRESIONES DEL TERRENO.....	16
11. Chequeo a punzonamiento.....	20
12. Diseño a flexión.....	22
13. CONCLUSIONES.....	24

1. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO, DATOS DE ENTRADA Y TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL

1.1 Descripción general y alcance del proyecto

El presente proyecto contempla el diseño de las cimentaciones del pórtico conformado por dos cuadros a instalarse en la subestación eléctrica de propiedad de CNEL en Shushufindi, la provincia de Sucumbíos, acorde a las características y exigencias propias del proyecto, así como a las normativas técnicas vigentes y aplicables al territorio nacional

1.2 Datos de entrada y planos de referencia.

Para el desarrollo del proyecto de diseño se ha proporcionado la siguiente información técnica de entrada inherente a las características mecánicas del terreno

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL SUELO	
Referencia:	INFORME CON EL ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS PARA SUC ESTUDIO TÉCNICO PARA LA REPOTENCIACIÓN DE LA SUBESTACIÓN SHUSHUFINDI GD
Tipo de cimentación	Superficial
Tipo	Zapatas aisladas
Profundidad de la cimentación	2m
Factor de seguridad	-
Tipo de suelo	Arena Limosa compacta
Capacidad carga	21.06 ton/m2

FIGURA 1: PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Debido a que las condiciones de consolidación del terreno en zonas de relleno se aplicará un factor alto de seguridad

2. NORMAS Y DOCUMENTOS TÉCNICOS

La documentación técnica que ha permitido analizar debidamente la estructura se basa en los siguientes estudios:

- ACI 351 Foundations For Dynamic And Static Equipment.
- ACI 318-19. American Concrete Institute

- Norma ecuatoriana de la construcción NEC-15, capítulo NEC-SE-GC: Geotecnia y cimentaciones.
- Norma ecuatoriana de la construcción NEC-15, capítulo NEC-SE-CG
- ASCE 7-16: Guide to the Seismic Load Provisions

3. MATERIALES Y TIPOLOGÍA

- Hormigón con una resistencia a la compresión a los 28 días $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$.
- Acero grado 60, varilla corrugada con un esfuerzo a la fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

4. DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES.

Las cargas de diseño para carga axial y momentos en las cimentaciones de pórticos se transfieren desde la superestructura modelada en el software de cálculo SAP 2000.

Estos valores corresponden a las reacciones en la base obtenidas a partir del cálculo de la superestructura y contemplan las combinaciones más críticas tanto para estados límite de servicio como para estados límite último, analizadas para todos los casos de carga actuantes: peso propio, carga muerta (conductores, tensiones), carga viva, cargas de viento y carga sísmica.

En adición, se deberán contemplar todas las cargas muertas correspondientes al peso propio de la cimentación más el peso del relleno.

5. COMBINACIONES DE CARGA

Los coeficientes de mayoración y combinaciones de carga empleadas para estados límite último son las señaladas en las normativa NEC-SE-CG CARGAS NO SISMICAS, las mismas que a su vez se basan en los códigos de diseño ACI 318-11M y ASCE 7

Combinación 1

1.4 D

Combinación 2

1.2 D + 1.6 L + 0.5 max[L_r ; S ; R]

Combinación 3*

1.2 D + 1.6 max[L_r ; S ; R] + max[L ; 0.5W]

Combinación 4*

1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 max[L_r ; S ; R]

Combinación 5*

1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S

Combinación 6

0.9 D + 1.0 W

Combinación 7

0.9 D + 1.0 E

Donde:

D: Carga muerta

L: Sobrecarga en cubierta

E: Efectos de carga por sismo

W : Carga de viento

6. Pedestal

Las dimensiones del pedestal son las necesarias para cubrir el área de la placa de anclaje, cuya justificación se muestra en la Memoria de diseño de la estructura, más un ancho adicional que asegure un adecuado posicionamiento, recubrimiento, facilidad y acabado constructivo.

Bajo este criterio se diseñaron placas de anclaje de 110x110 cm, si se opta por una sección de pedestal de 120x120 se dispone de 5 cm libres a cada lado, suficientes para obtener un acabado aceptable.

A continuación se demuestra que el área del pedestal seleccionada es suficiente para contrarrestar la carga axial que llega a la base, lo cual se corrobora en el programa de cálculo

PREDISEÑO PEDESTAL		
b asumido	1.2	m
h asumido	1.2	m
a. placa	1.1	m
b.placa	1.1	m
Altura columna	1.4	m
Peso especifico hormigon	2.4	t/m3
Peso columna	4.8384	t
CARGA AXIAL	10	t
COEF. MAYORACION SISMO	1.3	
Pu	19.28992	t
fc	280	kg/cm2
fck	252	kg/cm2
Ag calculado	76.5473016	cm2
Area Placa	12100	cm2
Ag asumido	14400	cm2

ok

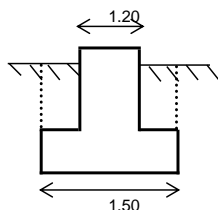
FIGURA 2: PREDISEÑO DEL PEDESTAL

Con solicitaciones bajas en comparación con la sección y sin problemas de esbeltez considerables la cuantía de acero empleada es la mínima aplicable para elementos que trabajan a flexo compresión que es igual al 0.5%

DISEÑO DEL PEDESTAL

$f_c = 240 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 columna 120.00×120.00
 $rec = 4.00 \text{ cm}$

$s = 10 \text{ cm}$ $\Phi_{estribo} = 10 \text{ mm}$
 $h'' = 110 \text{ cm}$ $h'' = 110 \text{ cm}$
 $A_g = 14400 \text{ cm}^2$ $A_c = 12100 \text{ cm}^2$
 $A_{sh1} = 3.58$ $A_{sh2} = 5.65714286$
 $A_{sh} = 5.66 \text{ cm}^2$



$E: 1 \Phi 10 \text{ mm @ } 10 \text{ cm Y } 20 \text{ cm}$
 $V: 2 \Phi 10 \text{ mm @ } 10 \text{ cm Y } 20 \text{ cm}$

As = 86.40 cm²

$\phi = 22 \text{ mm}$
 $Area = 3.80 \text{ cm}^2$

VARILLAS AREA
 12 x 3.80 = 45.62

$\phi = 22 \text{ mm}$
 $Area = 3.80 \text{ cm}^2$

VARILLAS AREA
 12 x 3.80 = 45.62

TOTAL = 91.23 cm² OK

12 ϕ 22 + 12 ϕ 22

FIGURA 3: CUANTÍA DE ACERO ESTIMADA PEDESTAL

En el Anexo C se encuentra el cálculo a detalle del diseño y comprobación de la sección de pedestal. Se considera la máxima sección resistente a compresión y flexión biaxial representado en los diagramas de interacción de la sección frente a las solicitaciones en condiciones últimas

7. DISEÑO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Las comprobaciones de la capacidad del terreno, estabilidad y diseños a cortante y flexión se han desarrollado mediante programas computacionales de diseño y cálculo estructural, donde se han modelado los elementos de cimentación con vinculación exterior en base al modelo de la superestructura. Los valores de momento, carga vertical y horizontal para las distintas combinaciones se transfieren al terreno cuidando de no exceder la capacidad del elemento estructural.

Dependiendo de las condiciones mecánicas del terreno se dimensionaron las secciones de los elementos de cimentación para las cargas de servicio y para la combinación más crítica, es decir, la de mayor magnitud.

El diseño de la cimentación consiste en la comprobación de las presiones en el suelo de soporte bajo caargas de servicio, para posteriormente verificar bajo condiciones últimas, los esfuerzos a corte unidireccional, bidireccional y diseño a flexión en las zonas más críticas de la sección en análisis.

La cimentación se realiza mediante zapatas aisladas de hormigón armado con una resistencia de 240 kg/cm² apoyadas directamente sobre un estrato resistente con un módulo de Balasto de 4 kg/cm³, número que se determina a partir de las relaciones de Winkler para una capacidad portante aproximada de 20 t/m² y asumiendo que el suelo es granular. La capacidad portante del terreno se ha reducido para evitar esfuerzos indeseables de tracción

Modulo de Reacción del Suelo
Datos para SAFE

Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

El módulo de balasto vertical debe corregirse en función del tipo de terreno y de las propiedades geométricas del terreno

Para losas cuadradas

· Terrenos cohesivos: $k = \frac{k_{30} \cdot 0.3}{B}$

· Terrenos granulares: $k = k_{30} \left(\frac{B + 0.3}{2B} \right)^2$

Para losas rectangulares

$$k' = \frac{2}{3} \cdot k_s \left(1 + \frac{B}{2L} \right)$$

COEFICIENTE DE BALASTO VERTICAL (RODRIGUEZ ORTIZ 1973)

ANCHO (m)	1.6
LARGO(m)	1.6
K30 (MN/m3)	40
TIPO DE TERRENO	granular
ks (MN/m3)	14.1015625
k' (MN/m3)	14.1015625

LOSA CUADRADA
LOSA RECTANGULAR

k' (kN/m3) 14101.5625

Las zapatas aisladas deberán ser ubicadas a una profundidad de desplante igual a 2 m

8. MÉTODO DE DISEÑO

El modelo y diseño se realizó con la ayuda del programa SAFE, para el cálculo de la cimentación, se deben sumar las cargas de servicio de la edificación, más el peso propio del sistema estructural, además se sumará el peso propio de las zapatas, se ha verificado que la carga transmitida al suelo no supere la capacidad de carga admisible, al igual que se verifica que los elementos estructurales no fallen por punzonamiento.

Los casos de carga, sus valores y combinaciones se importan directamente desde el modelo de la superestructura de SAP2000, a continuación se detalla el modelado


S Material Property Data

General Data

Material Name: 240 KG/CM2

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color:  Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 2.4028 tonf/m³

Mass per Unit Volume: 0.245014 tonf-s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2170000 tonf/m²

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C

Shear Modulus, G: 904166.67 tonf/m²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Time Dependent Properties...

Modulus of Rupture for Cracked Deflections

☒ Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)

☐ User Specified

OK Cancel

S Slab Property Data

General Data


Property Name: COL 120X120

Slab Material: FC 240 KG/CM2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thin

Modifiers (Currently User Specified): Modify/Show...

Display Color:  Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Type: Stiff

Thickness: 0.3 m

☐ Orthotropic

OK Cancel

Slab Property Data

General Data

Property Name: ZAP 30CM

Slab Material: FC 240 KG/CM2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thin

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Type: Footing

Thickness: 0.3 m

☐ Orthotropic

OK Cancel

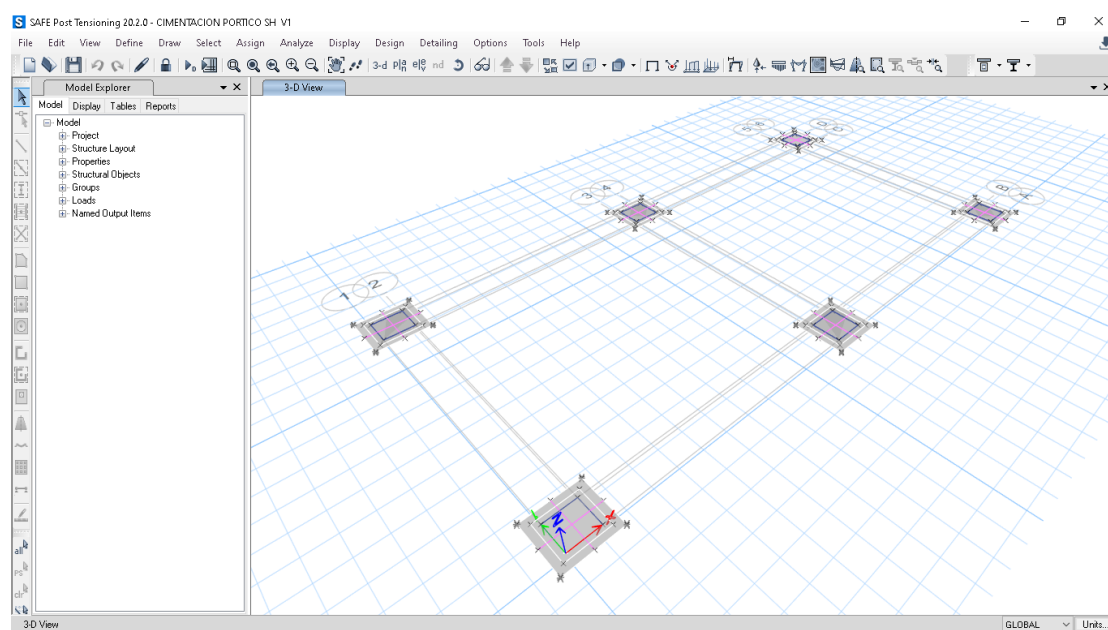
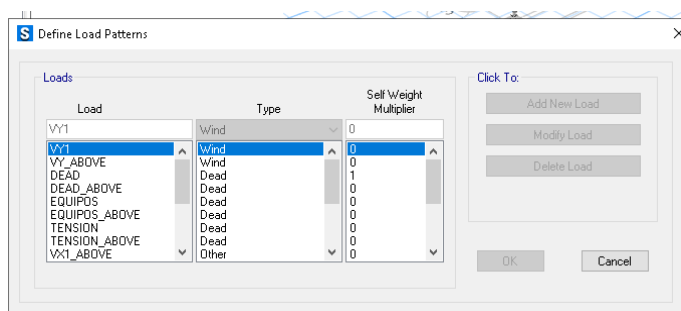
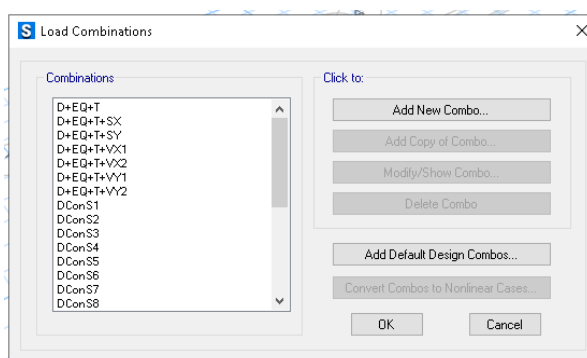


FIGURA 4. ZAPATAS AISLADAS MODELO SAFE

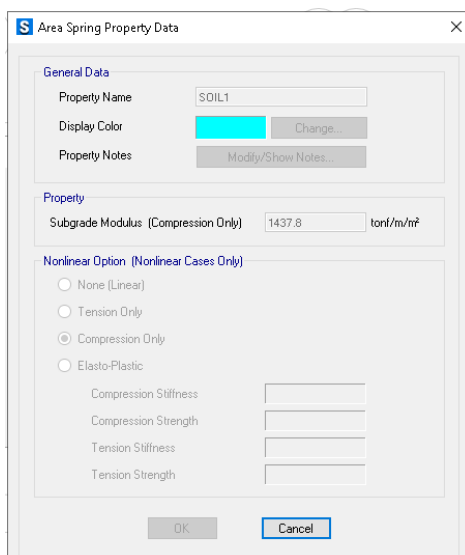
Las cargas de servicio provienen del modelo estructural de SAP 2000 , en base a las solicitaciones que llegan a la base y a los estados de carga que se describen en el siguiente cuadro



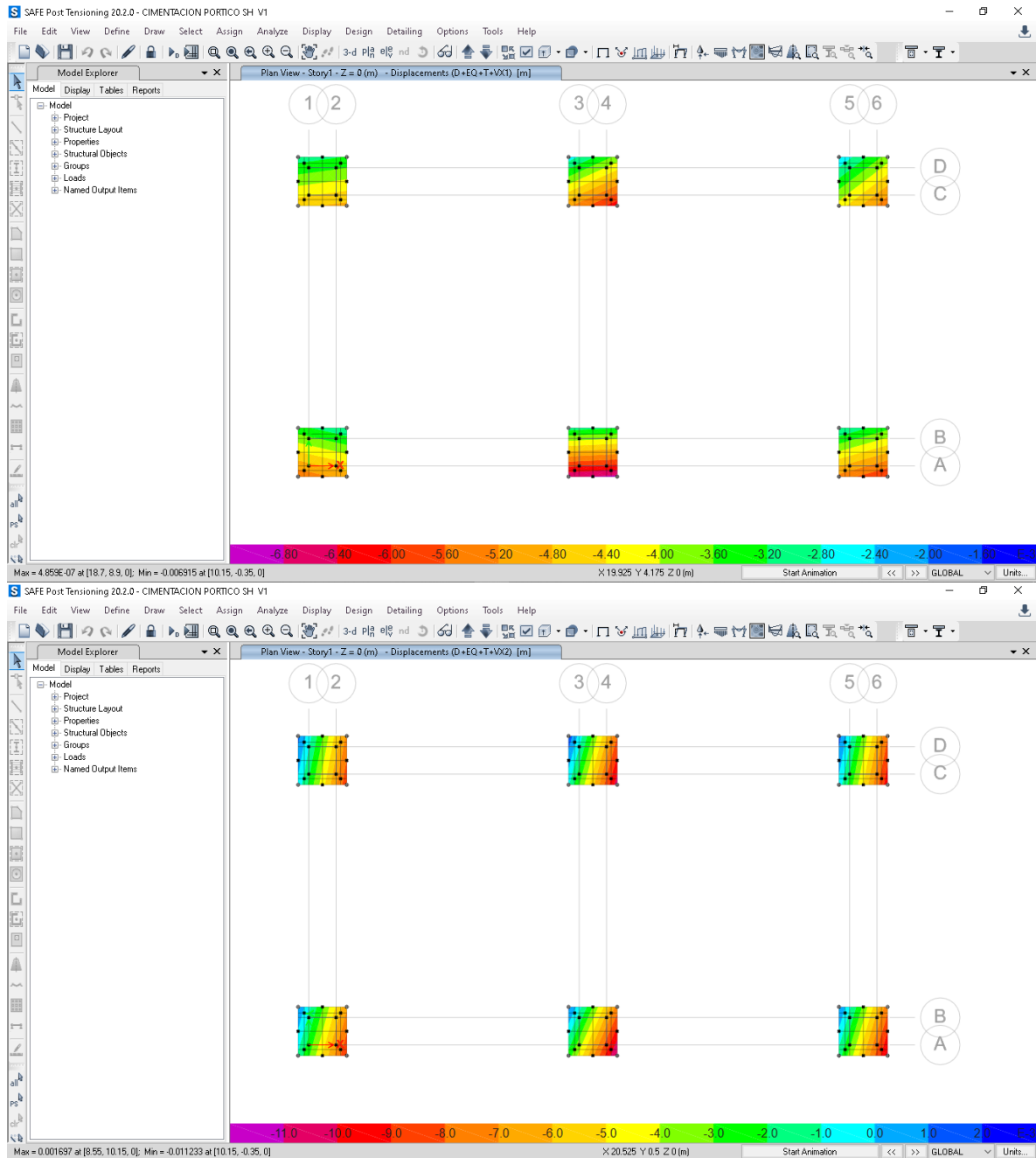
A continuación se presentan las combinaciones de carga en condiciones de servicio para las cuales se comprobarán las presiones del suelo

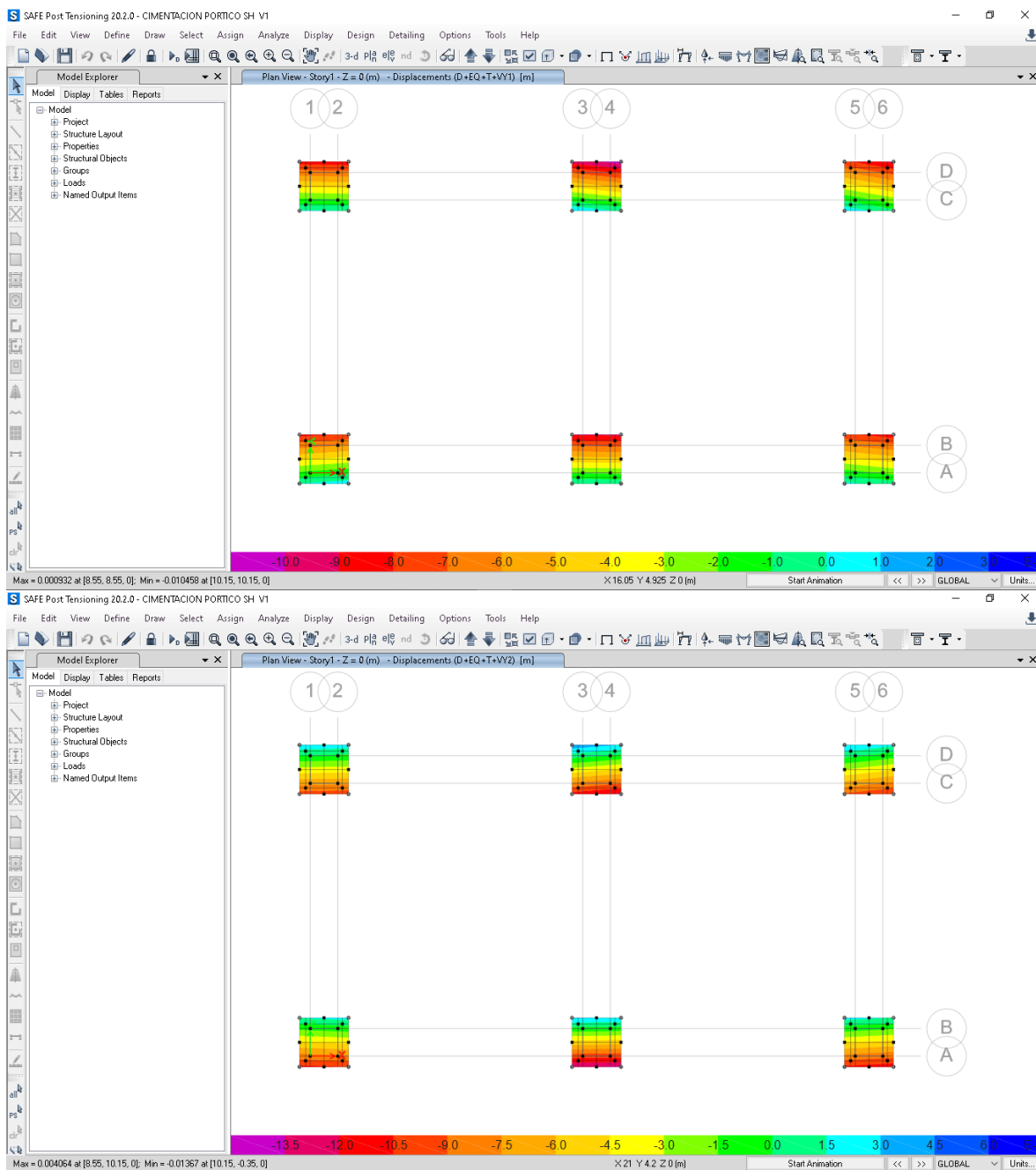


Así también se asignan propiedades a los elementos tipo resorte a compresión, que simulan la reacción del terreno.



Además se considera una presión constante sobre la superficie de las zapatas que representa el peso del relleno sobre estas por un valor cercano a 2.52 t/m2, asumiendo un peso específico del suelo igual a 1.8 t/m3





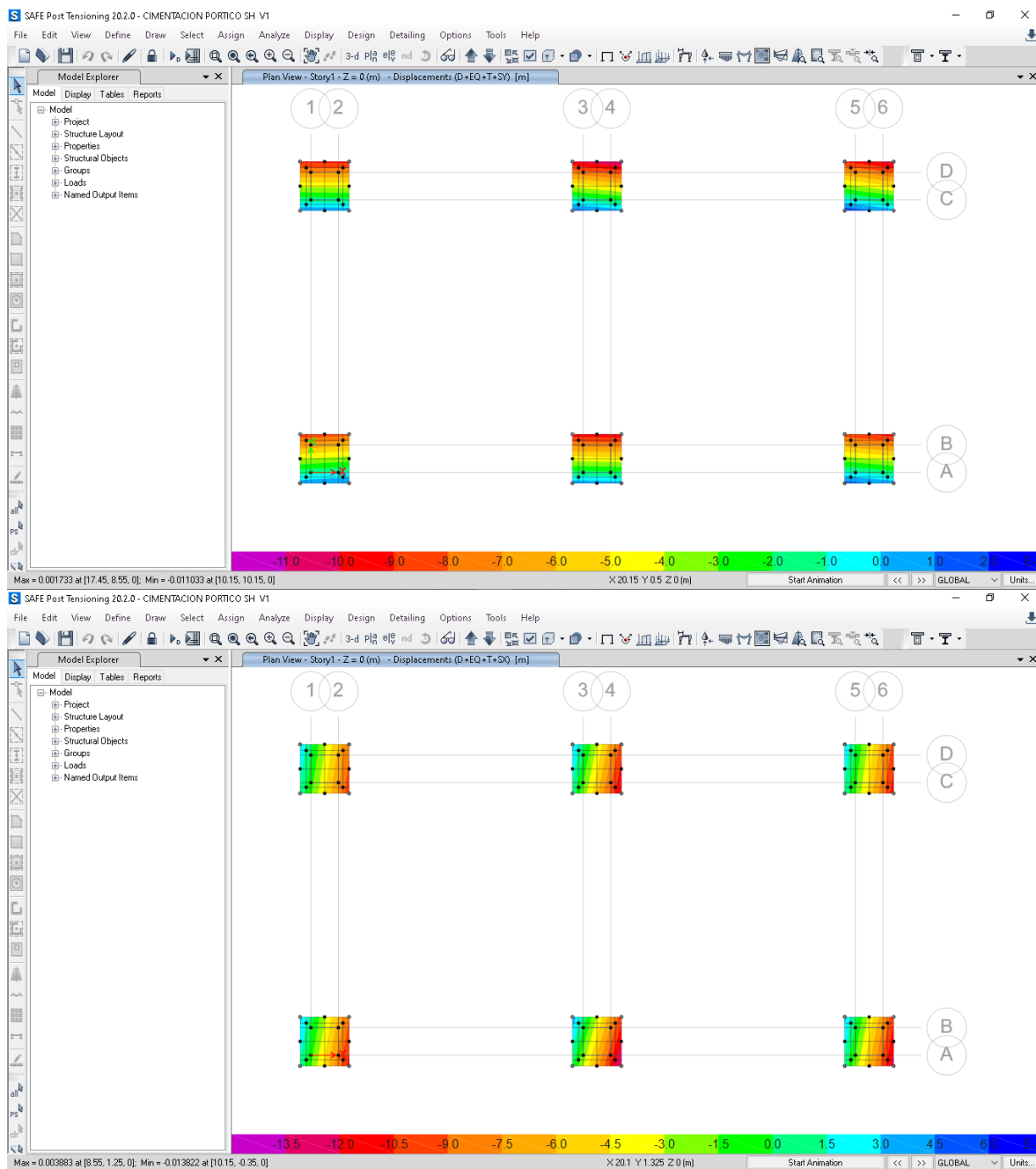
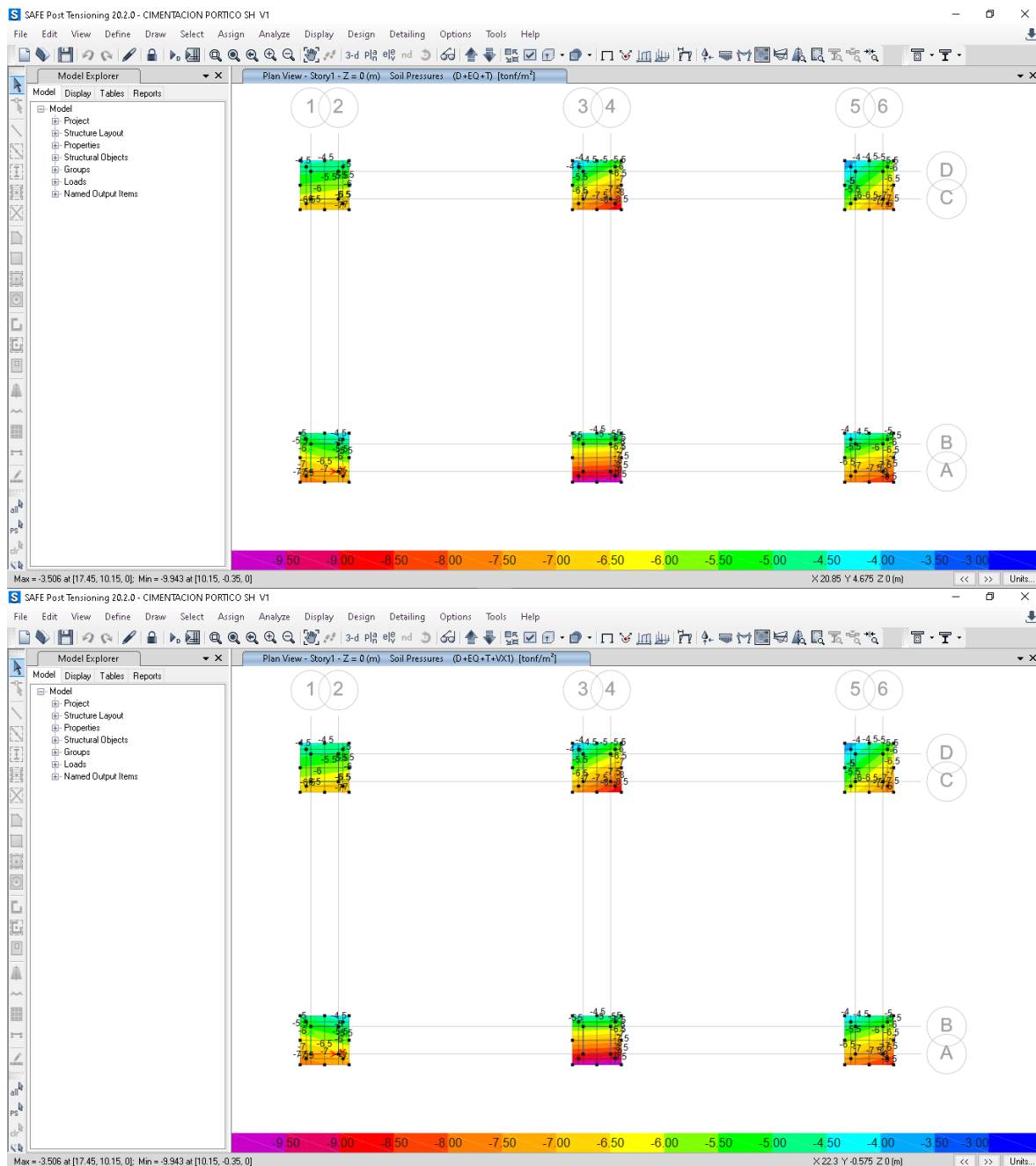


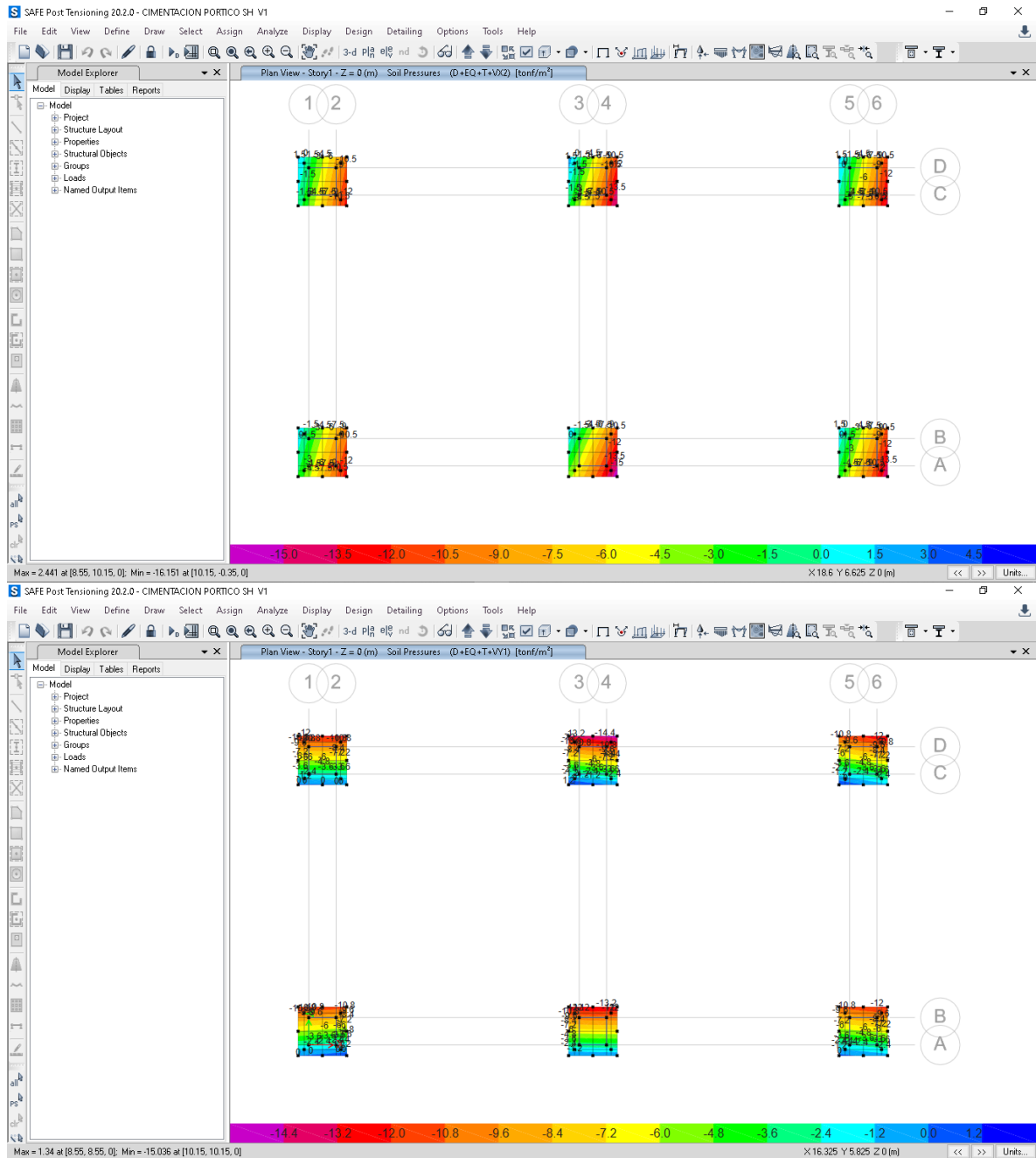
FIGURA 5. ASENTAMIENTOS EN CONDICIONES DE SERVICIO

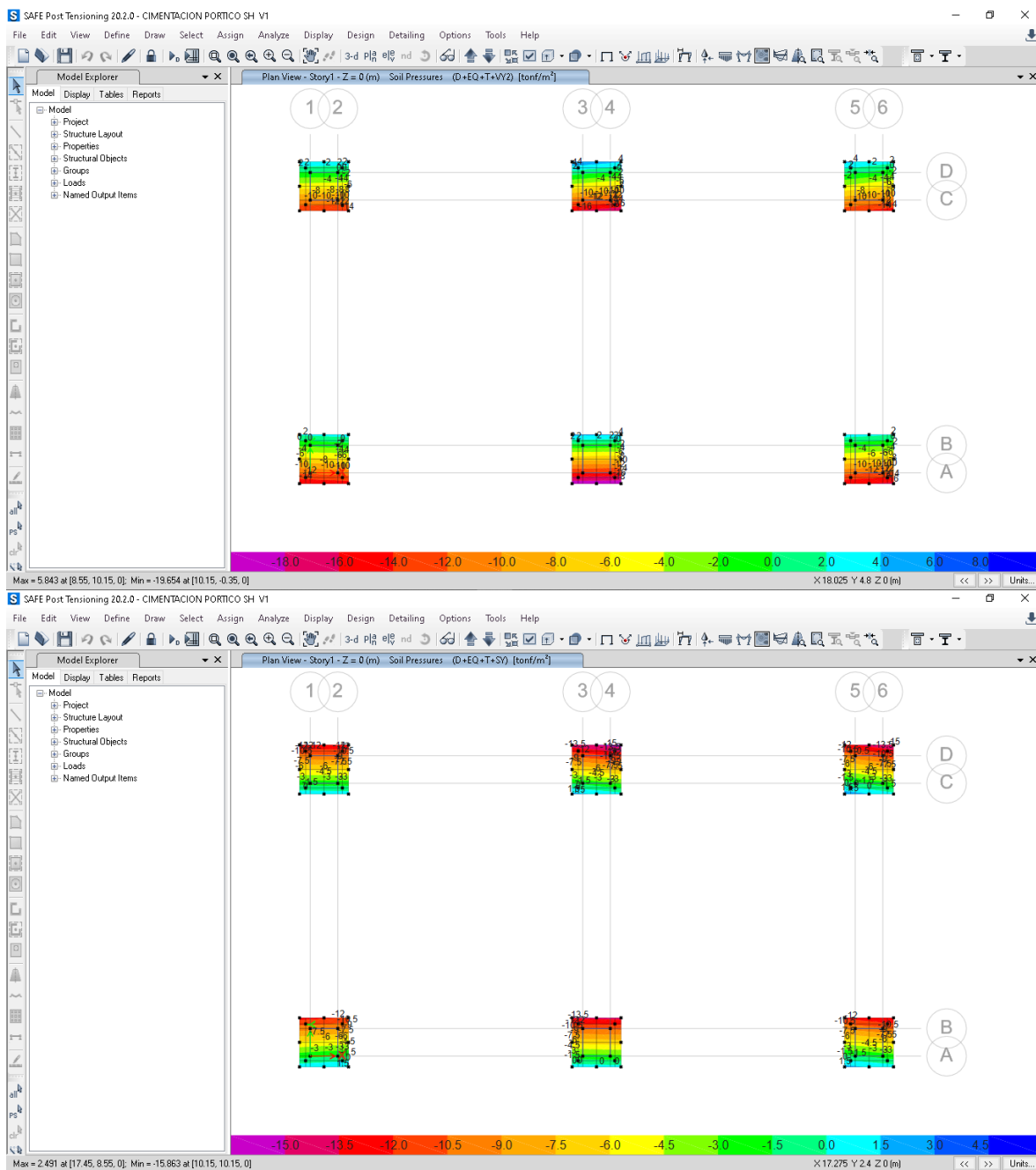
Se aprecia que el máximo desplazamiento para la combinación de carga más crítica en condiciones de servicio es cercano a los 14mm por debajo del límite de 25 mm.

10. PRESIONES DEL TERRENO

De igual forma se corrobora los esfuerzos del terreno que no podrán superar la capacidad portante de 20 t/m²







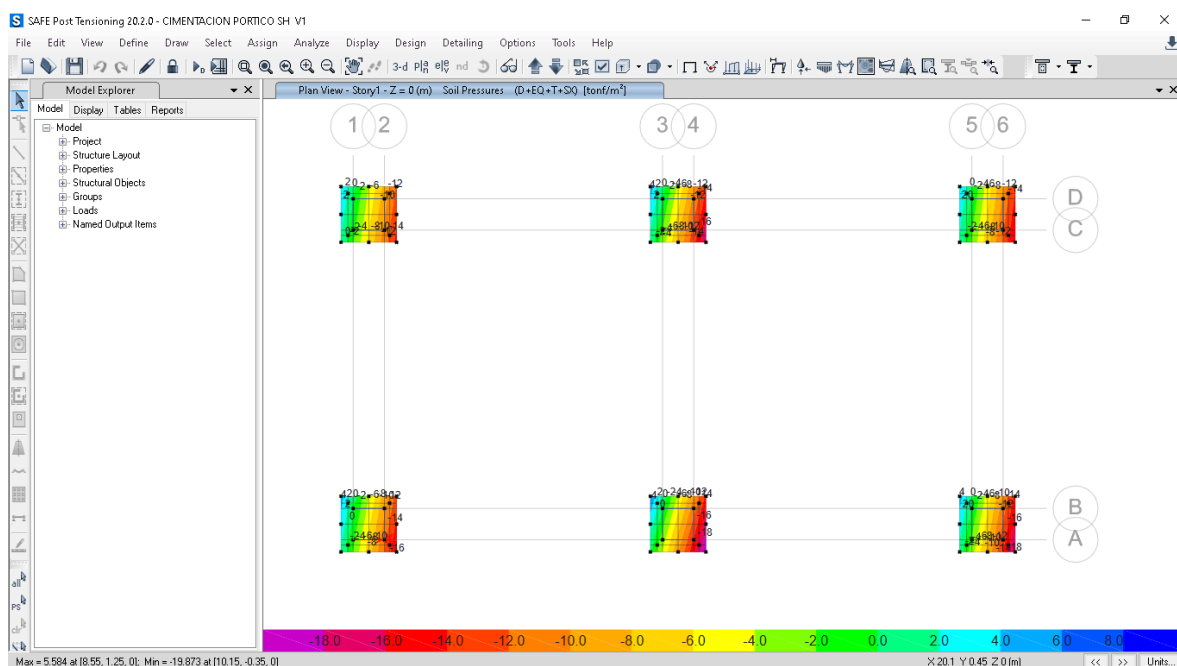


FIGURA 6. ESFUERZOS SOBRE EL TERRENO

Como resultado se tienen presiones en el suelo cercanas a las -18 t/m² para la combinación más crítica, lo cual avalada las dimensiones en planta de las zapatas de 1.60x1.60 m. Al tener presiones positivas bajas cercanas a las 2 t/m² no se espera el fenómeno de volteo

11. Chequeo a punzonamiento

Se aprecia que la altura de zapata igual a 30cm es suficiente para resistir los esfuerzos de cortante bidireccional

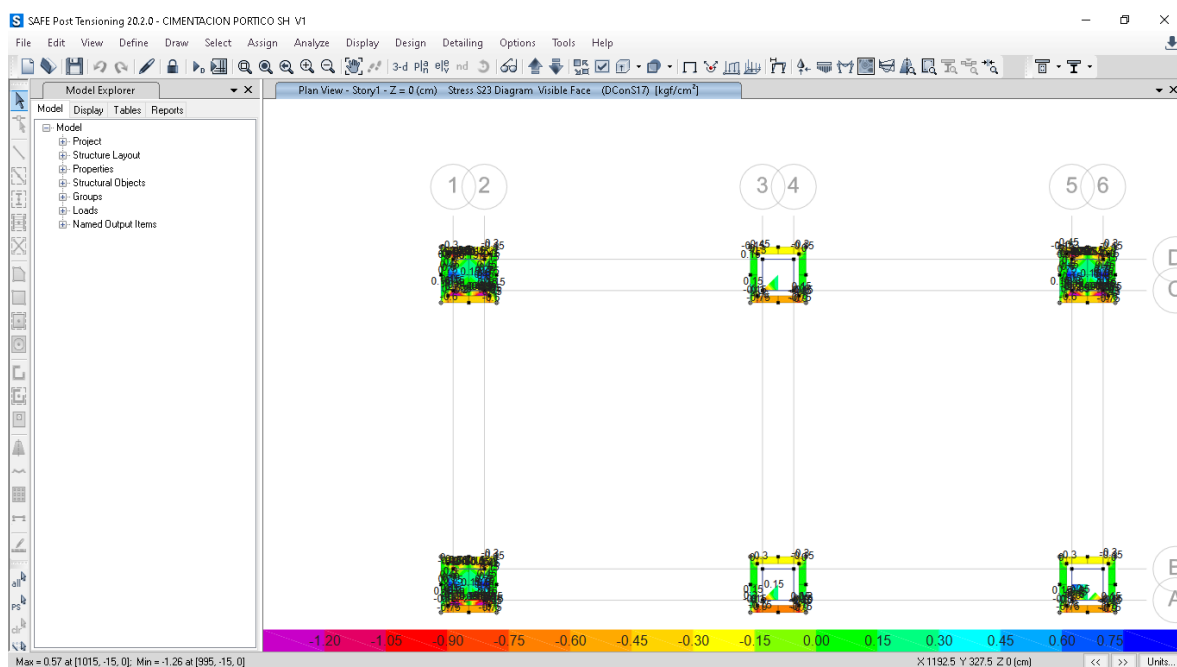
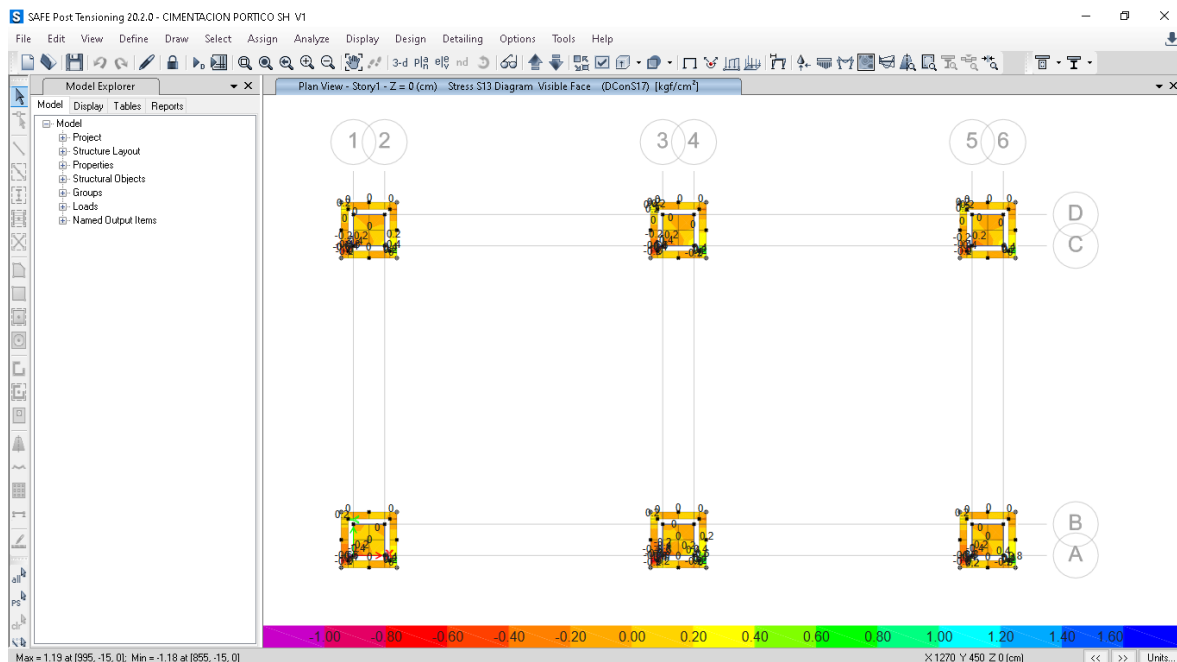


FIGURA 7. CHEQUEO AL PUNZONAMIENTO Y CORTE UNIDIRECCIONAL EN LAS DIRECCIONES PRINCIPALES

Los esfuerzos máximos admisibles son los siguientes

Corte bidireccional

En base al perímetro crítico, se esperan tensiones máximas en la sección más crítica ubicada a una distancia igual a $d/2$ medido desde la cara de la columna, siendo d igual a la altura efectiva del plinto, es decir 33 cm.

$$V_n = 1,06 * \sqrt{f'c} \quad \phi = 0,75$$

$$V_n = 12.31 \text{ kg/cm}^2$$

Corte unidireccional

En base al perímetro crítico, se esperan tensiones máximas en la sección más crítica ubicada a una distancia igual a d medido desde la cara de la columna, siendo d igual a la altura efectiva del plinto, es decir 33 cm.

$$V_n = 0,53 * \sqrt{f'c} \quad \phi = 0,75$$

$$V_n = 6.15 \text{ kg/cm}^2$$

12. Diseño a flexión

Para el análisis del armado de las estructuras, se determinaron las características estructurales de los elementos, según se estipulan en las normas y especificaciones técnicas de la ACI, verificando que se cumpla con el área de acero mínimo

El diseño a flexión se basa en los diagramas de momentos que se tienen en las bandas aplicadas en cada sentido para cada tipo de zapata. Estas bandas se diseñan para los momentos máximos y cubren todo el ancho del elemento

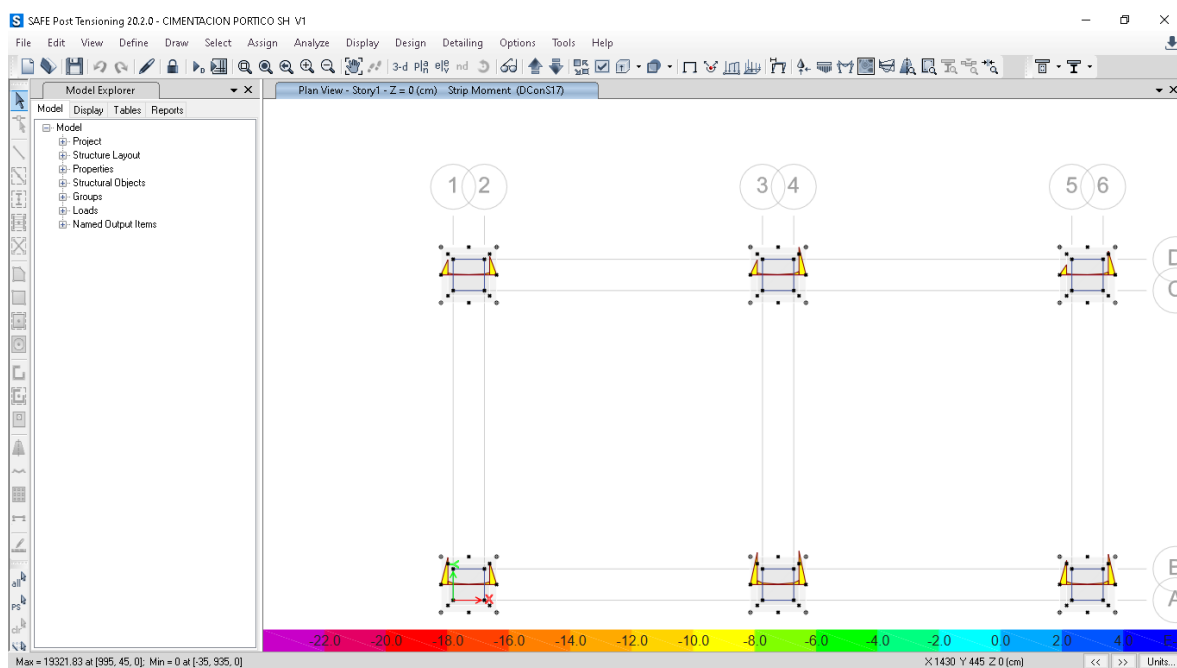


FIGURA 9. ESFUERZOS FLECTORES ALREDEDOR DEL EJE Y

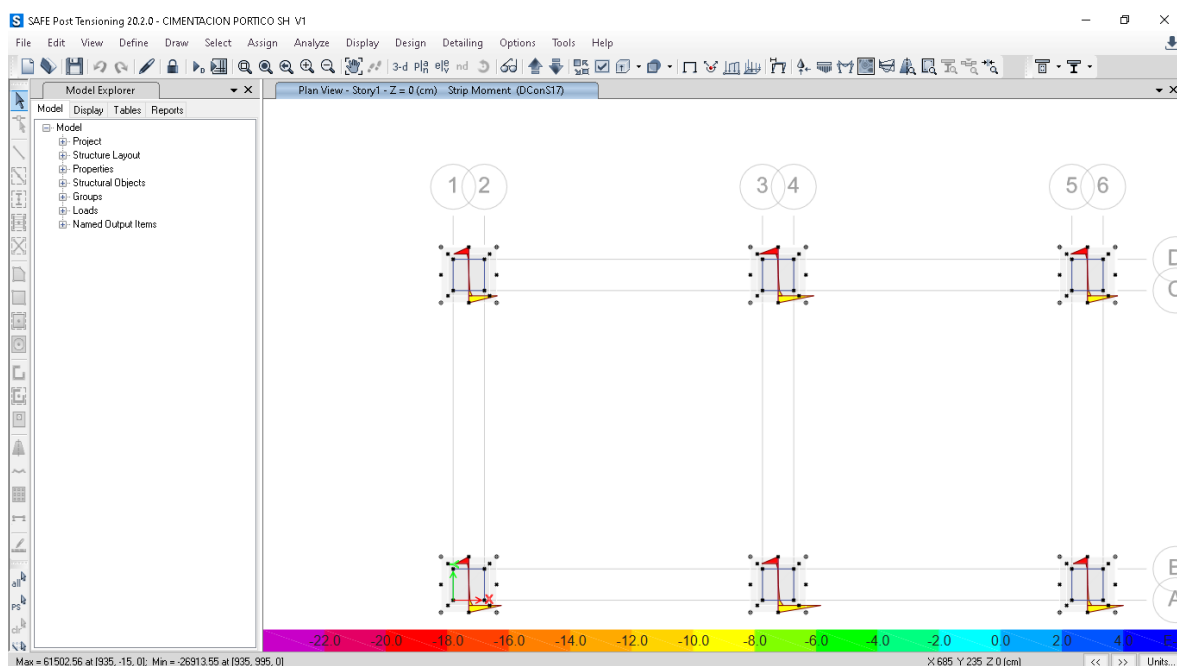


FIGURA 10. ESFUERZOS FLECTORES ALREDEDOR DEL EJE X

Según el criterio, el diseño a flexión sugiere que considerando la armadura mínima se requiere varilla $\varnothing=12\text{mm}$ cada 15 cm en ambos sentidos en la parte inferior y superior del plinto para cumplir con el requerimiento.

13. CONCLUSIONES

- El tipo y tamaño de la cimentación satisface la tarea de soportar las cargas y transmitir las de manera adecuado al suelo de soporte.
- En caso de modificarse los estados de carga descritos en este documento se deberá rediseñar los elementos estructurales
- En caso de modificarse los estados de carga descritos en este documento se deberá rediseñar los elementos estructurales
- Se deberán verificar las distancias y elementos de anclaje acorde a las estructuras y equipos a suministrarse.
- Conforme el estudio de suelos no se requiere sustitución del material de soporte ya que presenta características mecánicas competentes

COLUMNA C1-C2-C3		
DESCRIPCION	ZAPATA	COLUMNA
Largo(m)	1.6	1.2
Ancho(m)	1.6	1.2
Altura (m)	0.3	1.4
Desplante(m)	2	
Armadura superior ambos sentidos	<u>Ø12mm@0.15m</u>	
Armadura inferior ambos sentidos	<u>Ø12mm@0.15m</u>	
Armadura longitudinal		<u>24Ø22mm</u>
Armadura transversal		3 est Ø10mm @ 0.15m