

ANEXOS

A.1 TRAZO TOPOGRÁFICO POLIGONAL 1

A.2 ANÁLISIS DEL TRAMO CIRCULAR EN PLAXIS 3D

- A.2.1 ANÁLISIS TRAMO 1 SECCIÓN CIRCULAR
- A.2.2 ANÁLISIS TRAMO 2 SECCIÓN CIRCULAR
- A.2.3 ANÁLISIS DEL TRAMO 3 SECCIÓN CIRCULAR
- A.2.4 ANÁLISIS DEL TRAMO 4 SECCIÓN CIRCULAR
- A.2.5 RESULTADOS PLAXIS 3D

A.3 ANÁLISIS BIDIMENSIONAL DEL TRAMO CIRCULAR

- A.3.1 ANÁLISIS DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES EN SERVICIO EN PLAXIS 2D
- A.3.2 ANÁLISIS COMBINACIONES DE CARGAS PLAXIS 2D

A.4 DISEÑO DE LAS DOVELAS PREFABRICADAS

- A.4.1 DIAGRAMAS DE MOMENTO FLECTOR, FUERZA CORTANTE Y FUERZA NORMAL
- A.4.2 VERIFICACIÓN POR FLEXIÓN
- A.4.3 VERIFICACIÓN POR CORTE
- A.4.4 DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN
- A.4.5 DETALLE DE JUNTAS
- A.4.6 RELLENO ANULAR

A.5 PLANOS DE SECCIÓN CIRCULAR

A.6 ANÁLISIS BIDIMENSIONAL DEL TRAMO CAVERNA

- A.6.1 ANÁLISIS DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES AMPLIFICADAS EN PLAXIS 2D
- A.6.2 ANÁLISIS DE DEFORMACIÓN Y ESFUERZOS DEL SOSTENIMIENTO PRIMARIO

A.7 DISEÑO DEL SOSTENIMIENTO PRIMARIO

- A.7.1 DIAGRAMAS DE MOMENTO FLECTOR, FUERZA CORTANTE Y NORMAL
- A.7.2 DISEÑO DE ESTRUCTURA METÁLICA COMPUESTA

A.8 DISEÑO DEL REVESTIMIENTO SECUNDARIO

A.8.1 DIAGRAMAS DE FUERZAS Y MOMENTOS

A.8.2 TABLA DE RESULTADOS DE DIAGRAMAS

A.8.3 DISEÑO POR FLEXIÓN

A.8.4 VERIFICACIÓN POR CORTANTE

A.8.5 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

A.9 DISEÑO DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

A.10 PLANOS DE SECCIÓN NATM/SEM

A.11 ANÁLISIS 3D MURO PANTALLA TRAMO CUT&COVER 1

A.12 ANÁLISIS BIDIMENSIONAL DE LA SECCIÓN CUT&COVER

A.12.1 ANÁLISIS DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES DEL TRAMO CUT&COVER

A.13 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CUT&COVER

A.13.1 TABLA DE MOMENTOS Y FUERZAS EN MUROS CUT&COVER

A.13.2 DIAGRAMAS DE FUERZA CORTANTE, AXIAL Y MOMENTO FLECTOR

A.13.3 DISEÑO MUROS PANTALLA

A.13.4 DISEÑO LOSA CONTRABÓVEDA

A.13.5 DISEÑO PLACA CENTRAL

A.13.6 DISEÑO ARCO BÓVEDA

A.14 PLANOS DE SECCIÓN CUT&COVER

ANEXOS

A.1 TRAZO TOPOGRÁFICO POLIGONAL 1

La siguiente figura muestra el trazado de la poligonal que define el trazo escogido para el diseño del túnel.

Figura A.1: Trazo Poligonal 1

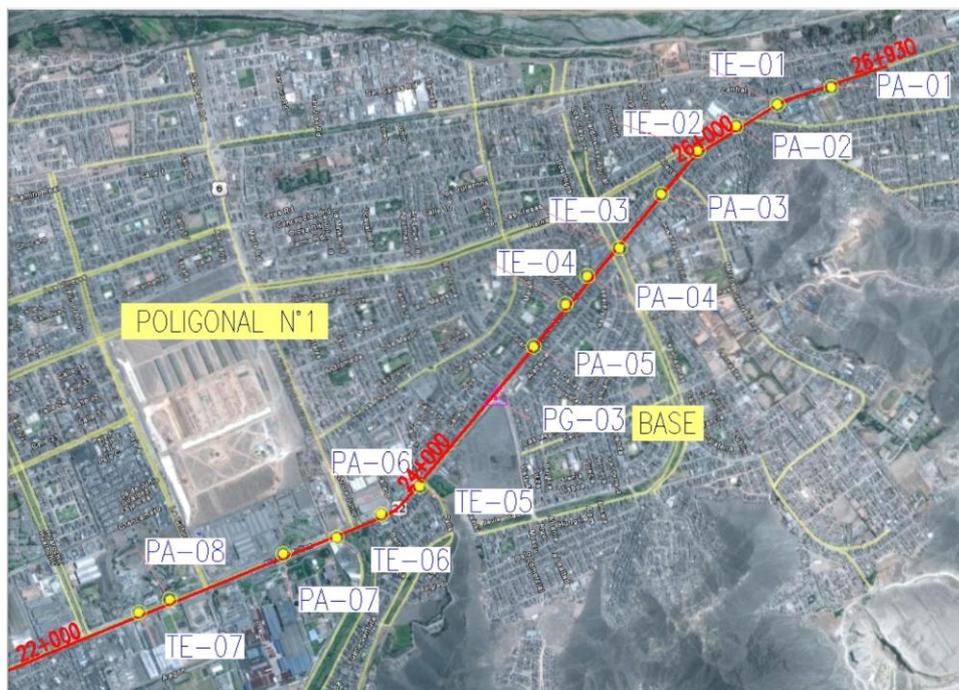


Tabla A.1: Coordenadas Poligonal 1

COORDENADAS UTM : ZONA 18 South				
Tramo	Nombre	Norte	Este	Altura Geoidal
II	PA-01	8,669,937.916	291,268.346	358.275
	TE-01	8,669,856.666	291,015.235	354.588
	PA-02	8,669,753.945	290,821.541	350.959
	TE-02	8,669,638.298	290,642.676	345.896
	PA-03	8,669,432.189	290,471.574	342.115
	TE-03	8,669,177.682	290,275.627	336.395
	PA-04	8,669,044.758	290,123.096	332.512
	TE-04	8,668,911.515	290,023.145	329.679
	PA-05	8,668,711.454	289,873.761	324.814
	TE-05	8,668,049.785	289,339.587	309.096
	PA-06	8,667,918.084	289,158.357	305.123
	TE-06	8,667,807.125	288,949.124	301.730
	PA-07	8,667,729.896	288,699.944	297.299
	PA-08	8,667,513.541	288,167.721	288.666
TE-07	8,667,453.148	288,023.636	286.394	

Figura A.2: Geometría de la Poligonal 1



Dicha poligonal define el levantamiento topográfico ubicado desde el punto ERP1 ya mencionado.

A.2 ANÁLISIS DEL TRAMO CIRCULAR EN PLAXIS 3D

A continuación se presentan los resultados del análisis de la sección circular utilizando el programa Plaxis 3D. Es necesario explicar que dicho análisis asume un espesor de 0.5 m y $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ para la resistencia del concreto. Todas las cargas analizadas se encuentran en servicio. Para el diseño detallado de las dovelas se tomarán los valores y combinaciones máximas analizadas bajo estos modelos.

Para ingresar los valores del concreto, el programa debe admitir las propiedades de la dovela en términos de EI y EA. Por lo tanto para el cálculo de dichos valores se realizan se evalúa a la sección del anillo como una placa rectangular por metro lineal.

La siguiente tabla muestra los datos de entrada de cada tramo:

Tabla A.2: Resumen Parámetros Tramo Circular

	SubTramo 1	SubTramo 2	SubTramo 3	SubTramo 4
Pendiente	0.3% (.172°)	0.68% (0.388°)	2.71% (1.55°)	2.71% (1.55°)
Longitud (m)	111	95	45	246
Profundidad Máx. (m)	27.53	27.2	26.59	25.39

A.2.1 Análisis Tramo 1 Sección circular

Figura A.3: Corte A Esfuerzos de los Puntos I, F, J

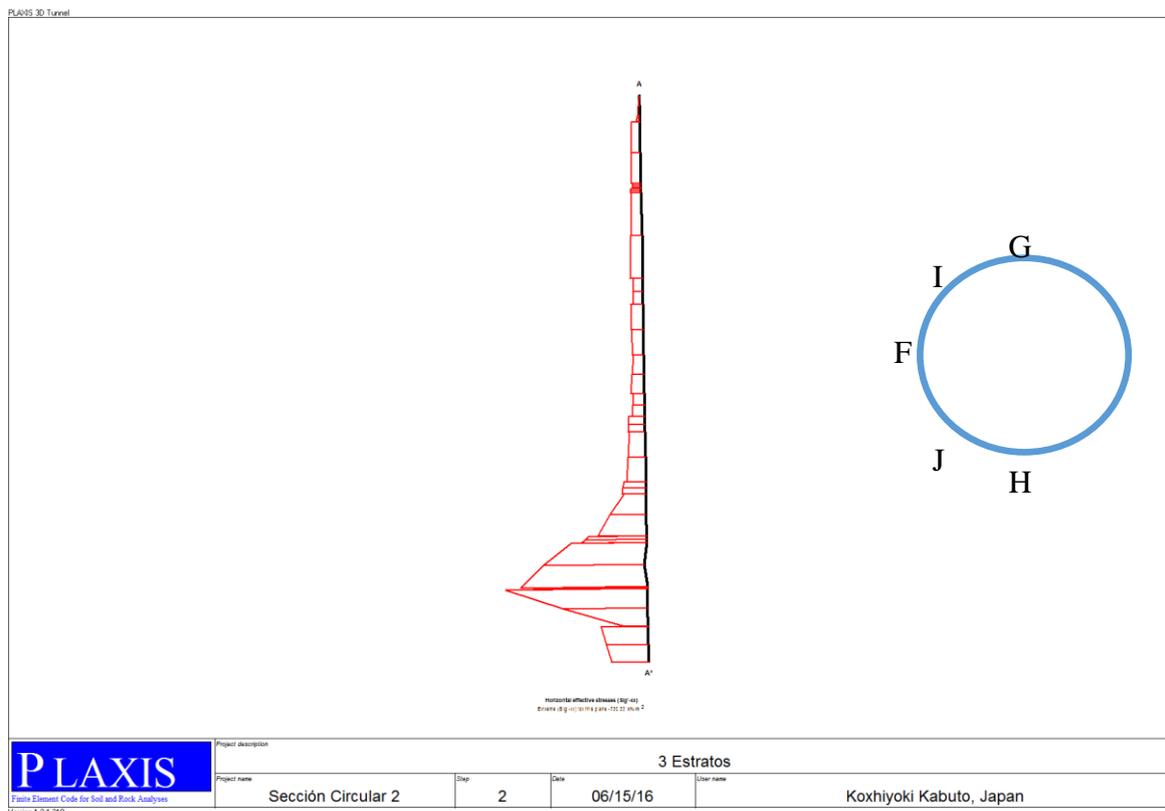


Figura A.4: Corte B Esfuerzos Verticales del punto G

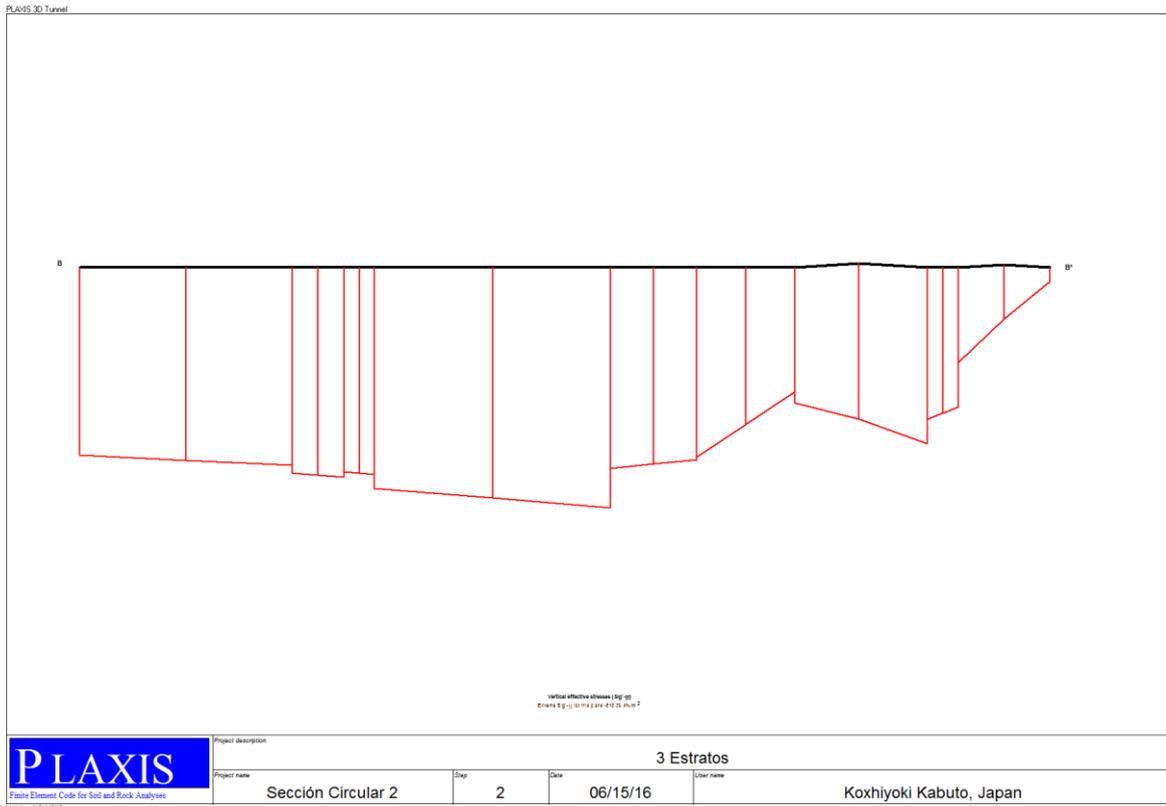
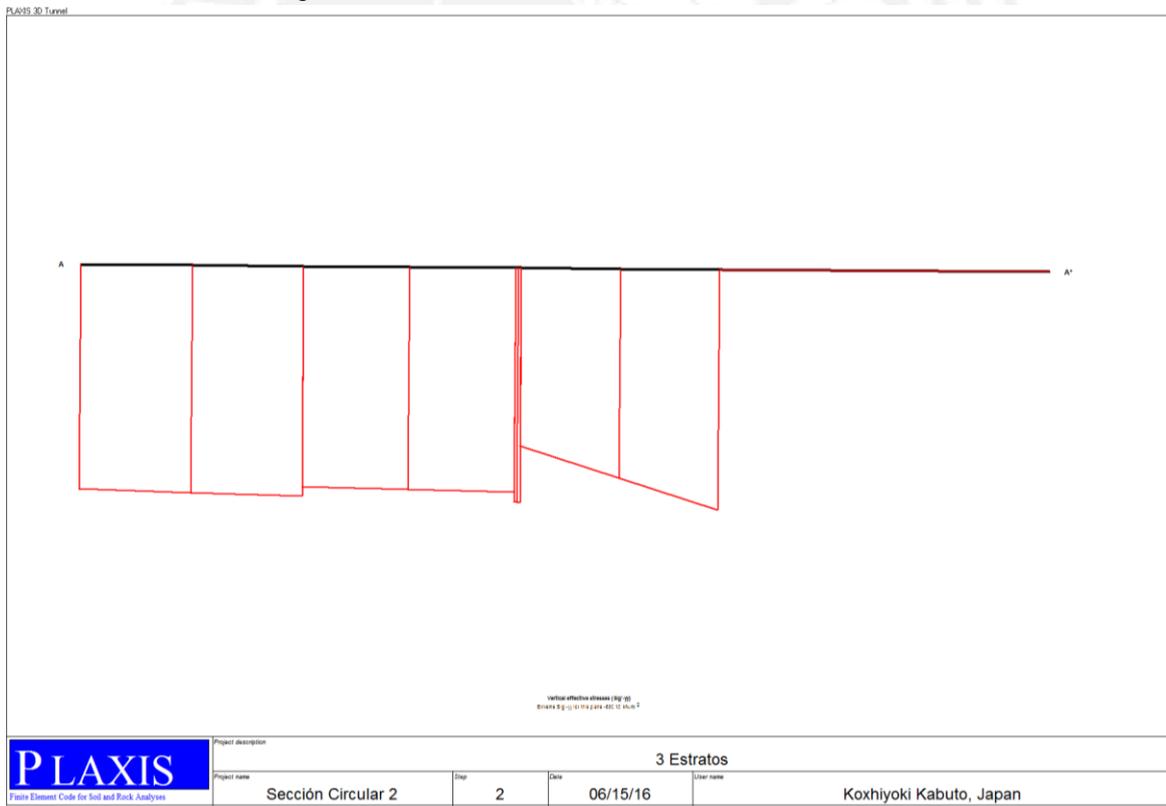


Figura A.5: Corte C Esfuerzos Verticales del Punto H



A.2.2 Análisis Tramo 2 Sección circular

Figura A.6: Corte A Esfuerzos Horizontales Puntos I, F y J

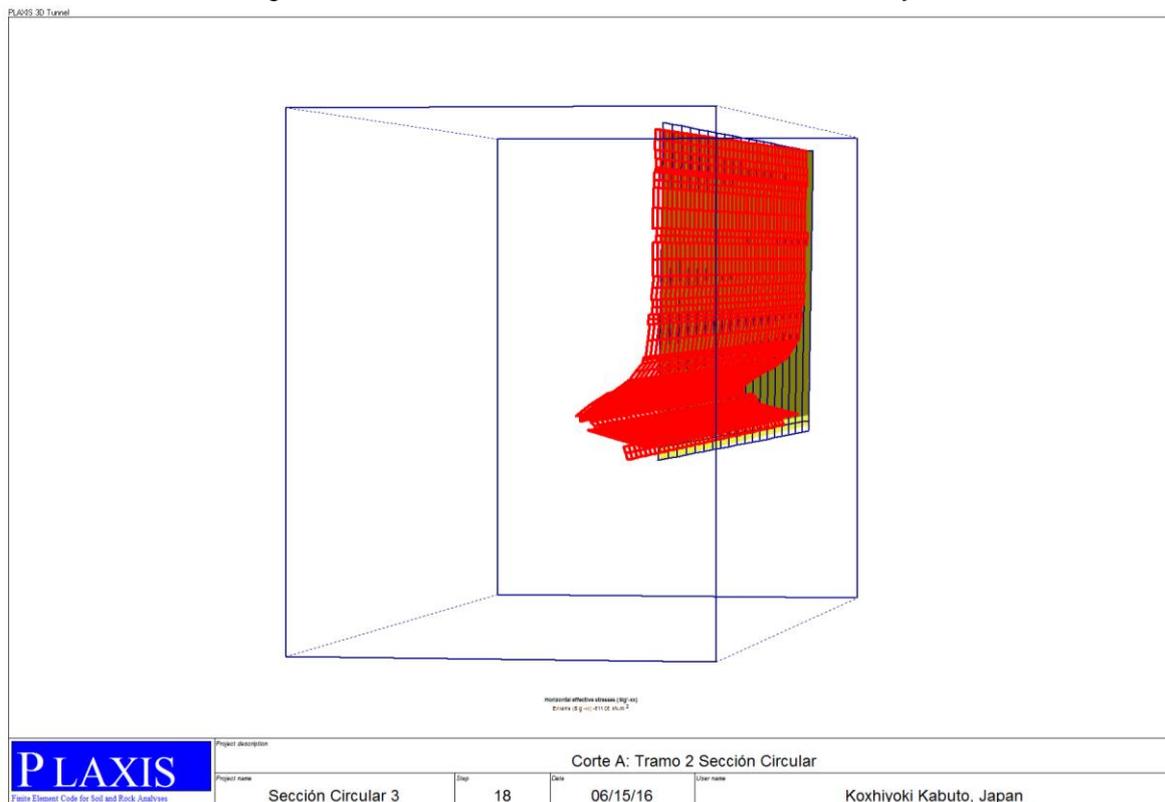


Figura A.7: Corte B Esfuerzos Verticales del punto G

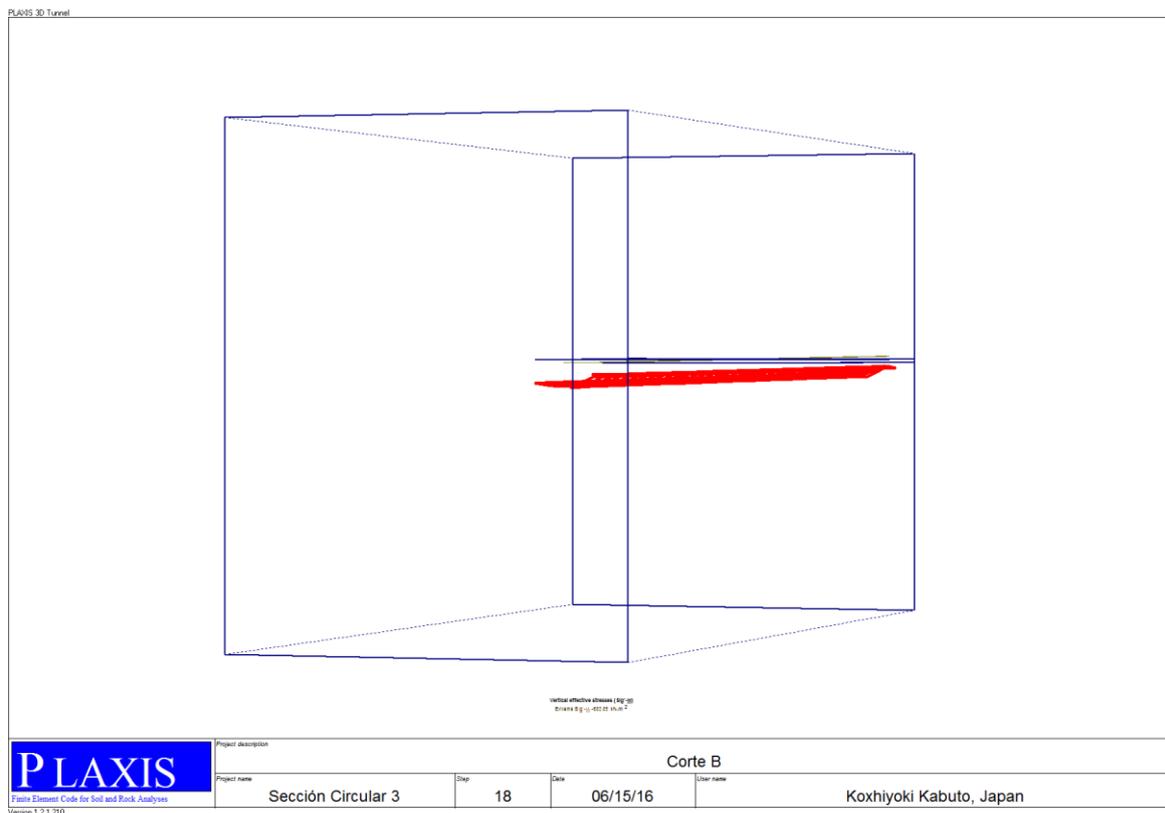
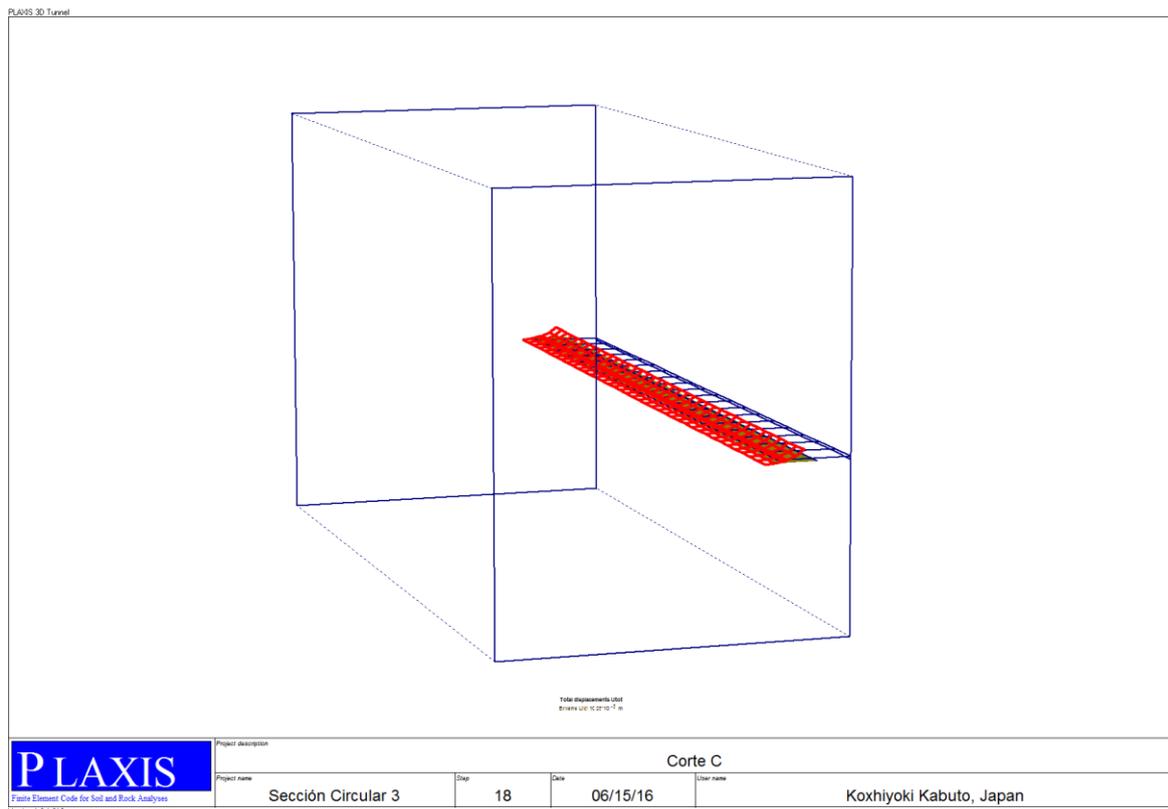


Figura A.8: Corte C Esfuerzos Verticales del Punto H



A.2.3 Análisis del Tramo 3 Sección Circular

Figura A.9: Corte A Esfuerzos Horizontales Puntos I, F y J

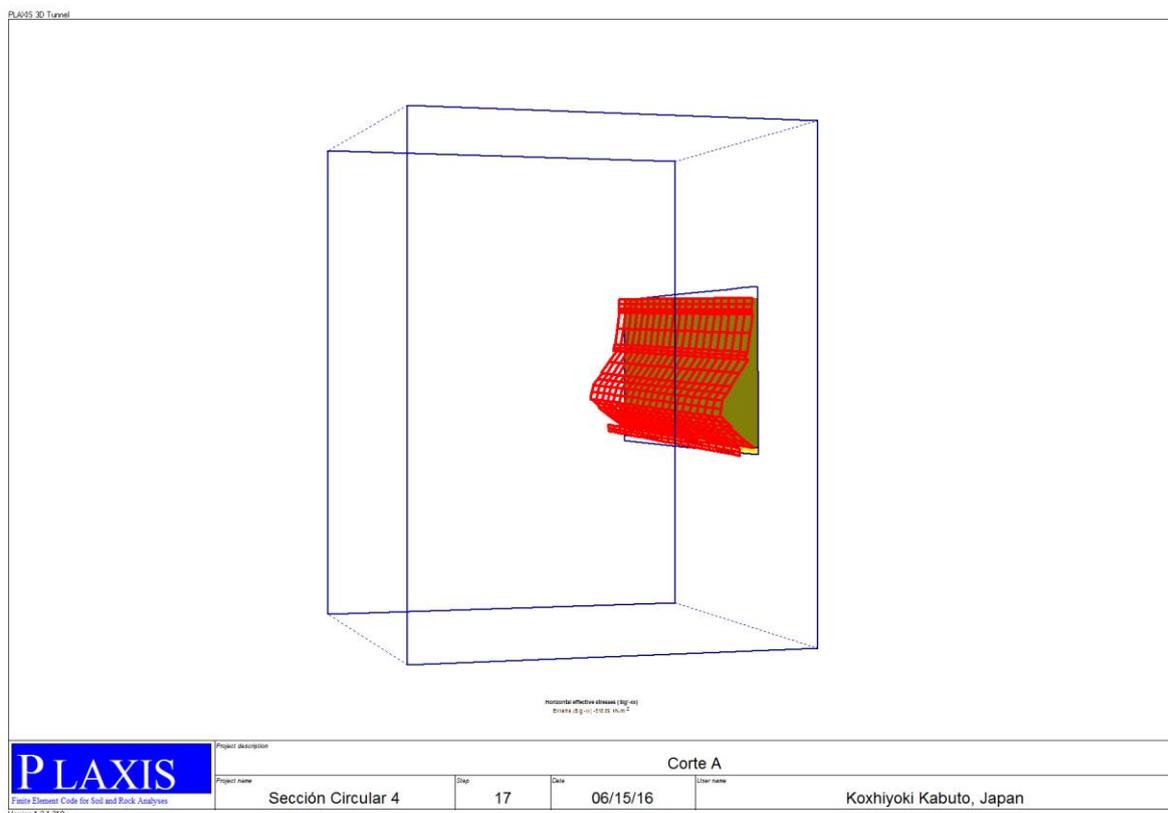
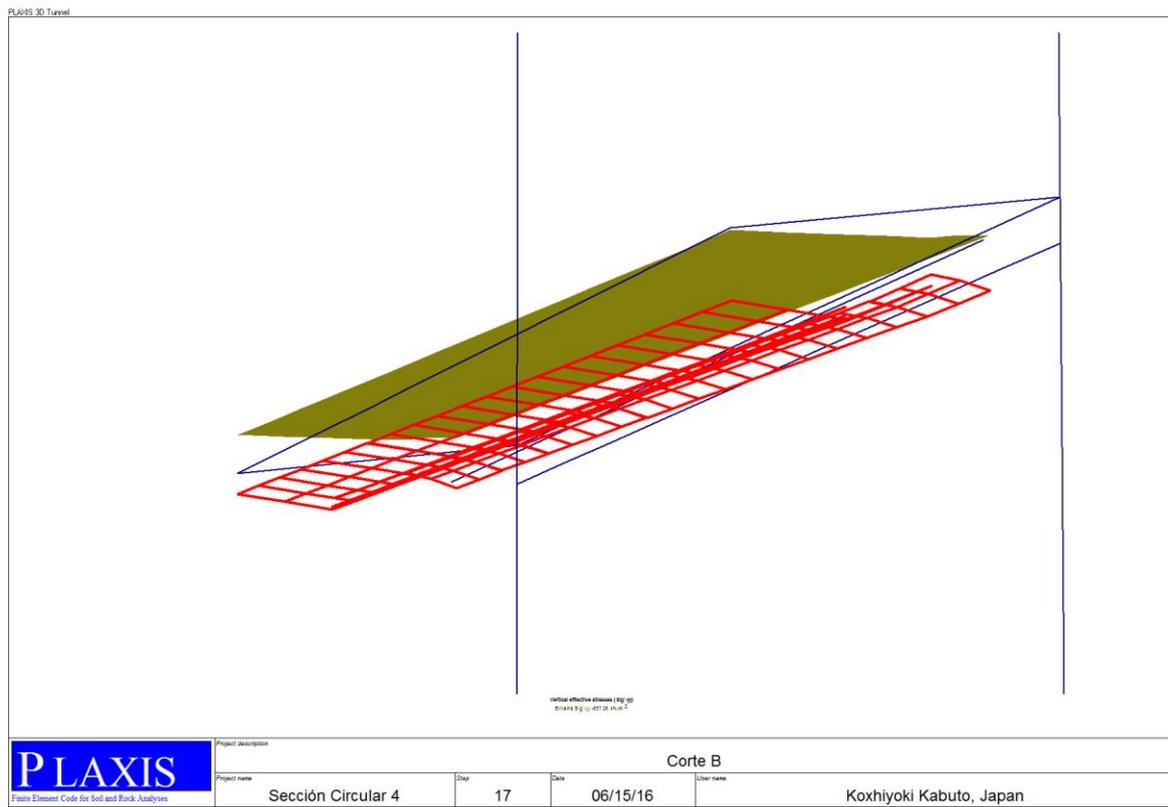


Figura A.10: Corte B Esfuerzos Verticales del punto G



A.2.4 Análisis del Tramo 4 Sección Circular

Figura A.11: Desplazamientos en el Eje X-X

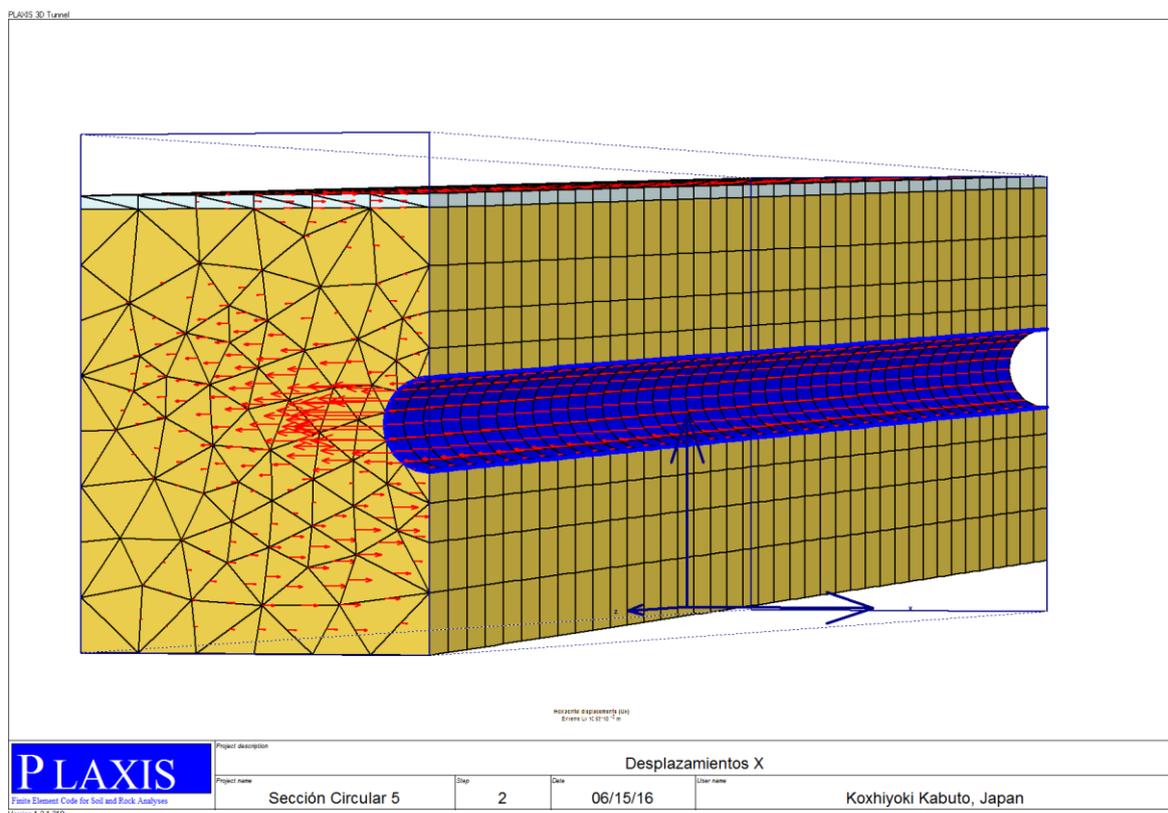


Figura A.12: Esfuerzos Efectivos del Tramo 4

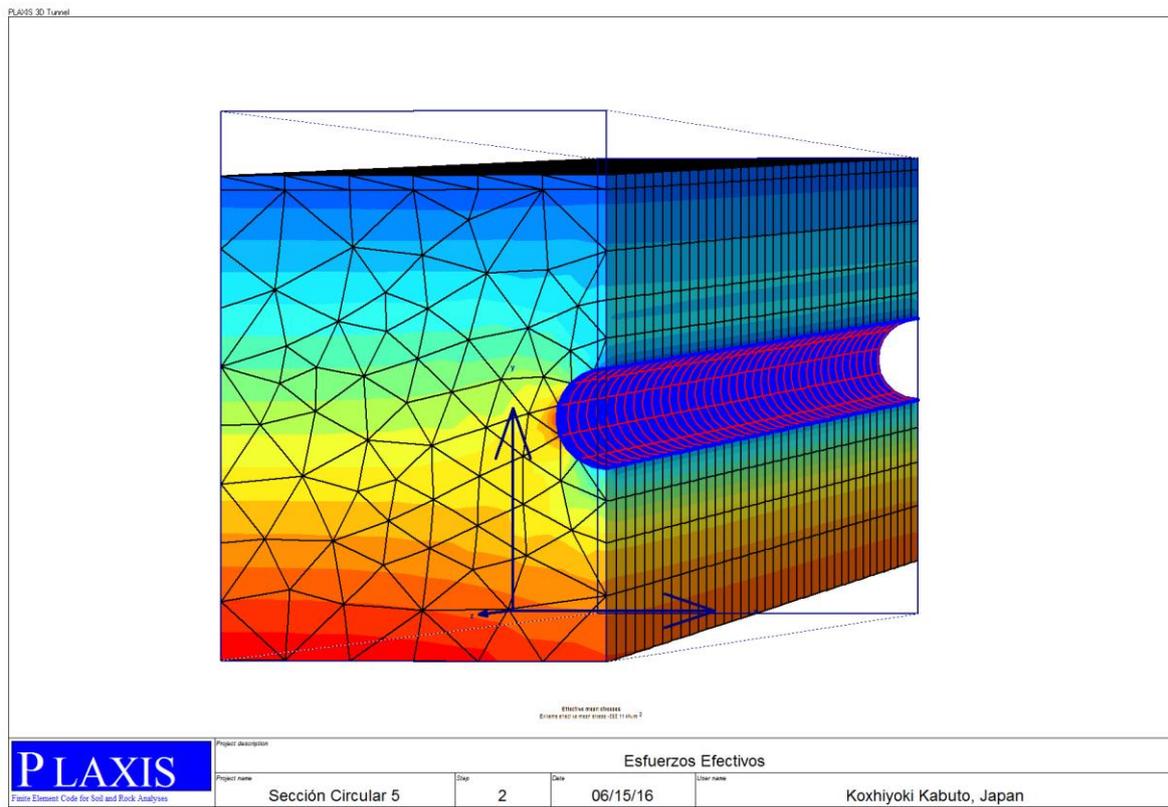


Figura A.13: Corte A Esfuerzos Horizontales Puntos I, F y J

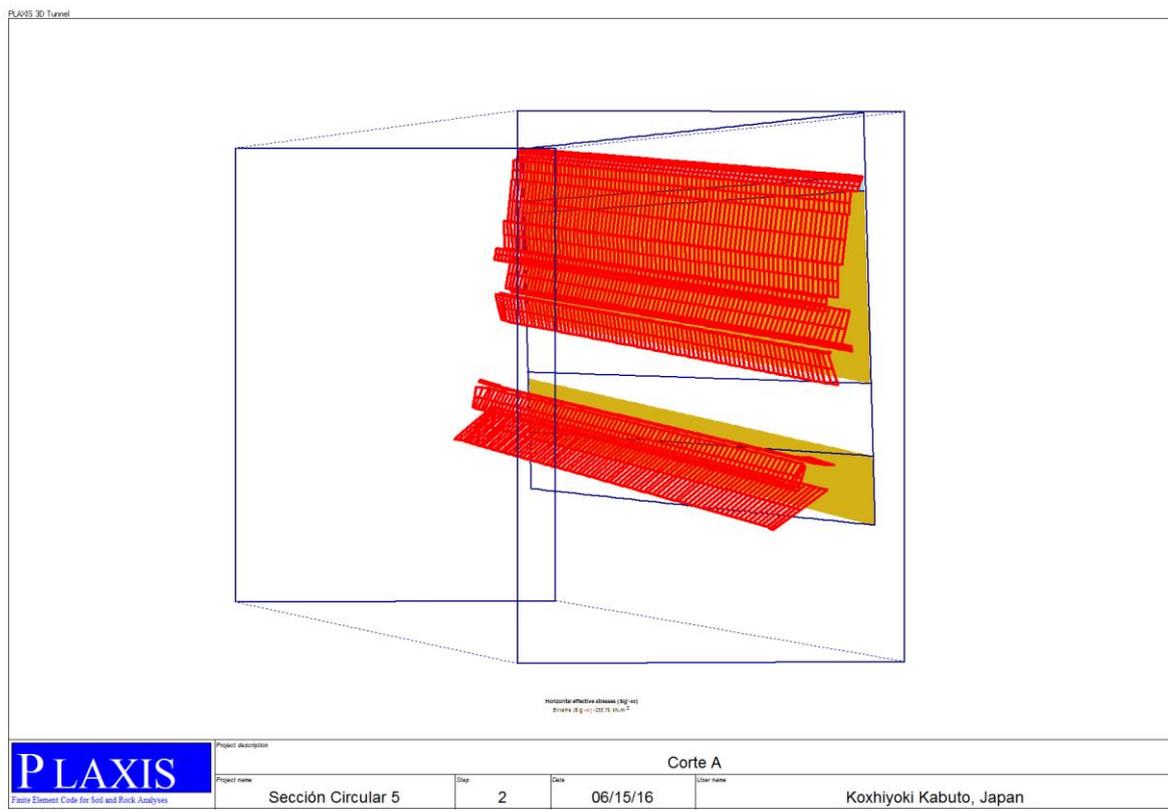


Figura A.14: Corte B Esfuerzos Verticales del punto G

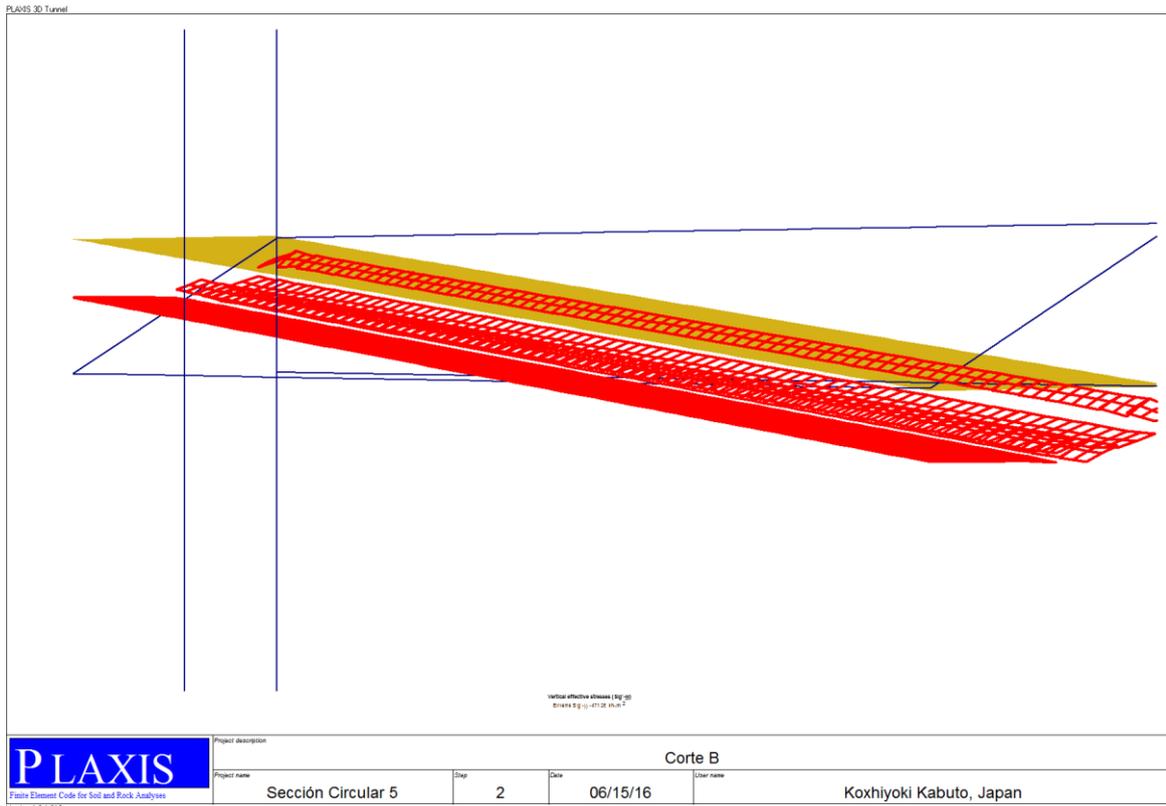
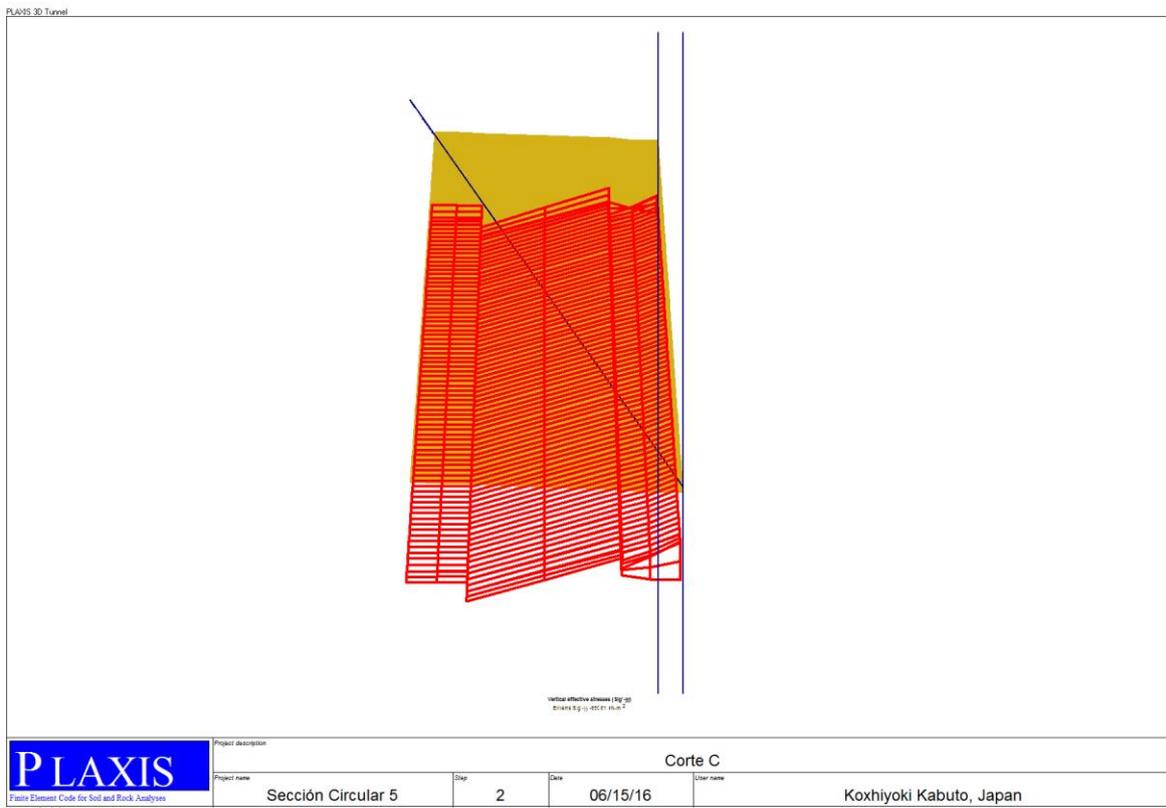


Figura A.15: Corte C Esfuerzos Verticales del Punto H



A.2.5 Resultados Plaxis 3D

A continuación presentaremos la siguiente tabla donde resumimos las deformaciones y esfuerzos obtenidos de los 4 análisis obtenidos con el programa Plaxis 3D.

Tabla A.3: Resultados Deformaciones y Esfuerzos Máximos

TRAMO 1		TRAMO 2		TRAMO 3		TRAMO 4	
Efectos de la Sección 3D Completa	(mm)	Efectos de la Sección 3D Completa	(mm)	Efectos de la Sección 3D Completa	(mm)	Efectos de la Sección 3D Completa	(mm)
Deformación Máxima	21.48	Deformación Máxima	26.49	Deformación Máxima	25.58	Deformación Máxima	18.17
Desplazamiento Total Extremo	20.78	Desplazamiento Total Extremo	26.49	Desplazamiento Total Extremo	25.58	Desplazamiento Total Extremo	18.17
Desplazamiento Máximo Ux	9.66	Desplazamiento Máximo Ux	10.79	Desplazamiento Máximo Ux	9.91	Desplazamiento Máximo Ux	10.95
Desplazamiento Máximo Uy	20.78	Desplazamiento Máximo Uy	26.49	Desplazamiento Máximo Uy	25.58	Desplazamiento Máximo Uy	18.14
Desplazamiento Máximo Uz	0.18	Desplazamiento Máximo Uz	0.00	Desplazamiento Máximo Uz	0.51	Desplazamiento Máximo Uz	4.16
(kPa)		(kPa)		(kPa)		(kPa)	
Esfuerzo Efectivo Promedio	-655.28	Esfuerzo Efectivo Promedio	665.91	Esfuerzo Efectivo Promedio	641.31	Esfuerzo Efectivo Promedio	595.11
Esfuerzo Máximo σ_{xx}	-646.32	Esfuerzo Máximo σ_{xx}	665.91	Esfuerzo Máximo σ_{xx}	621.33	Esfuerzo Máximo σ_{xx}	425.40
Esfuerzo Máximo σ_{yy}	-1010.00	Esfuerzo Máximo σ_{yy}	1010.00	Esfuerzo Máximo σ_{yy}	1010.00	Esfuerzo Máximo σ_{yy}	1070.00
Esfuerzo Máximo σ_{zz}	-488.61	Esfuerzo Máximo σ_{zz}	498.41	Esfuerzo Máximo σ_{zz}	482.18	Esfuerzo Máximo σ_{zz}	406.29
Esfuerzo Máximo σ_{xy}	183.49	Esfuerzo Máximo σ_{xy}	193.44	Esfuerzo Máximo σ_{xy}	193.61	Esfuerzo Máximo σ_{xy}	57.70
Esfuerzo Máximo σ_{yz}	-8.49	Esfuerzo Máximo σ_{yz}	-6.17	Esfuerzo Máximo σ_{yz}	-9.59	Esfuerzo Máximo σ_{yz}	-7.44
Esfuerzo Máximo σ_{zx}	-2.53	Esfuerzo Máximo σ_{zx}	-3.64	Esfuerzo Máximo σ_{zx}	-10.15	Esfuerzo Máximo σ_{zx}	-4.94
(kPa)		(kPa)		(kPa)		(kPa)	
Esfuerzos Punto F	695.08	Esfuerzos Punto F	611.06	Esfuerzos Punto F	518.89	Esfuerzos Punto F	-318.07
Esfuerzos Punto I	-440.00	Esfuerzos Punto I	122.21	Esfuerzos Punto I	103.78	Esfuerzos Punto I	-127.23
Esfuerzos Punto J	-460.00	Esfuerzos Punto J	305.53	Esfuerzos Punto J	259.45	Esfuerzos Punto J	-159.04
Esfuerzo Punto G	618.29	Esfuerzo Punto G	683.85	Esfuerzo Punto G	657.26	Esfuerzo Punto G	471.26
Esfuerzo Punto H	-680.45	Esfuerzo Punto H	724.12	Esfuerzo Punto H	800.29	Esfuerzo Punto H	650.61

A.3 ANÁLISIS BIDIMENSIONAL DEL TRAMO CIRCULAR

El análisis bidimensional nos permitirá tener un resultado mucho más detallado de la sección crítica de la sección circular. Esto se debe a que el refinamiento de la malla generada en el modelo es más fino y preciso (el modelamiento triangular genera secciones más pequeñas).

En primer lugar, se deben definir las propiedades del suelo y del concreto de la sección. Por un lado las propiedades del suelo corresponderán a los resultados del capítulo 5. Luego para las propiedades del concreto, la siguiente tabla resume los datos que se necesitarán.

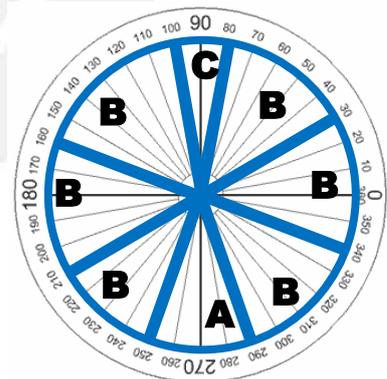
Tabla A.4: Propiedades del Concreto Armado Tramo Circular

Propiedades del Concreto Armado		
E_c	280,624	kg/cm ²
E_s	2,000,000.00	kg/cm ²
f_y	4,200.00	kg/cm ²
f_c	350.00	kg/cm ²
γ_c	2,400.00	kg/m ³
β_1	0.80	-

Partiendo de estos datos podemos determinar los siguientes parámetros del anillo de dovelas de concreto, se debe tomar en cuenta que son tres tipos de dovelas A, B y C anteriormente mencionadas.

Tabla A.5: Propiedades Geométricas Dovelas de Concreto

Diseño Geométrico	
Diámetro Interno (m)	9.2
Diámetro Exterior (m)	10.2
Radio Exterior (m)	4.6
Radio Interior (m)	5.1
Longitud de Sección (m)	1.5
Espesor (m)	0.5
# de Juntas (m)	8
# de Dovelas (m)	8
Longitud de Arco A (m)	3.386
Longitud de Arco B (m)	4.232
Longitud de Arco C (m)	1.693
Peso Dovela A (kg)	6095
Peso Dovela B (kg)	7618
Peso Dovela C (kg)	3047
Peso Total (kg)	54852

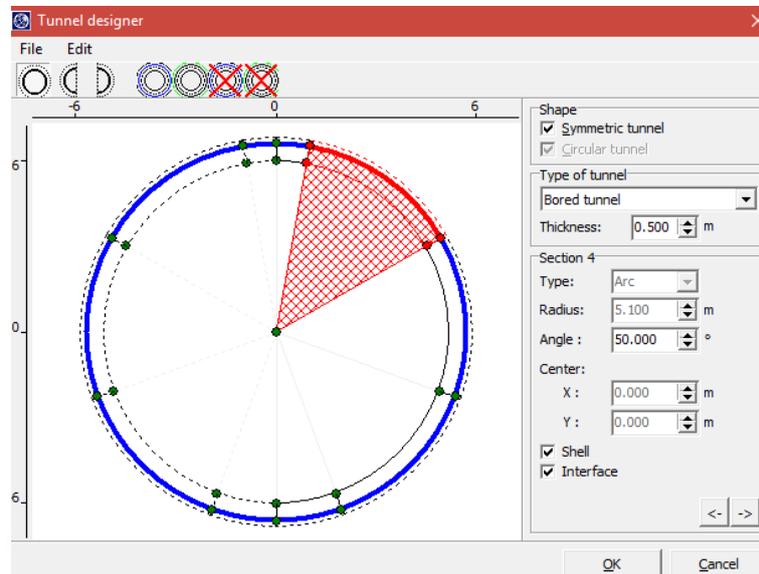


A.3.1 Análisis de Esfuerzos y Deformaciones en Servicio en Plaxis 2D

En segundo lugar, procedemos con el análisis bidimensional usando el Programa Plaxis 8.6:

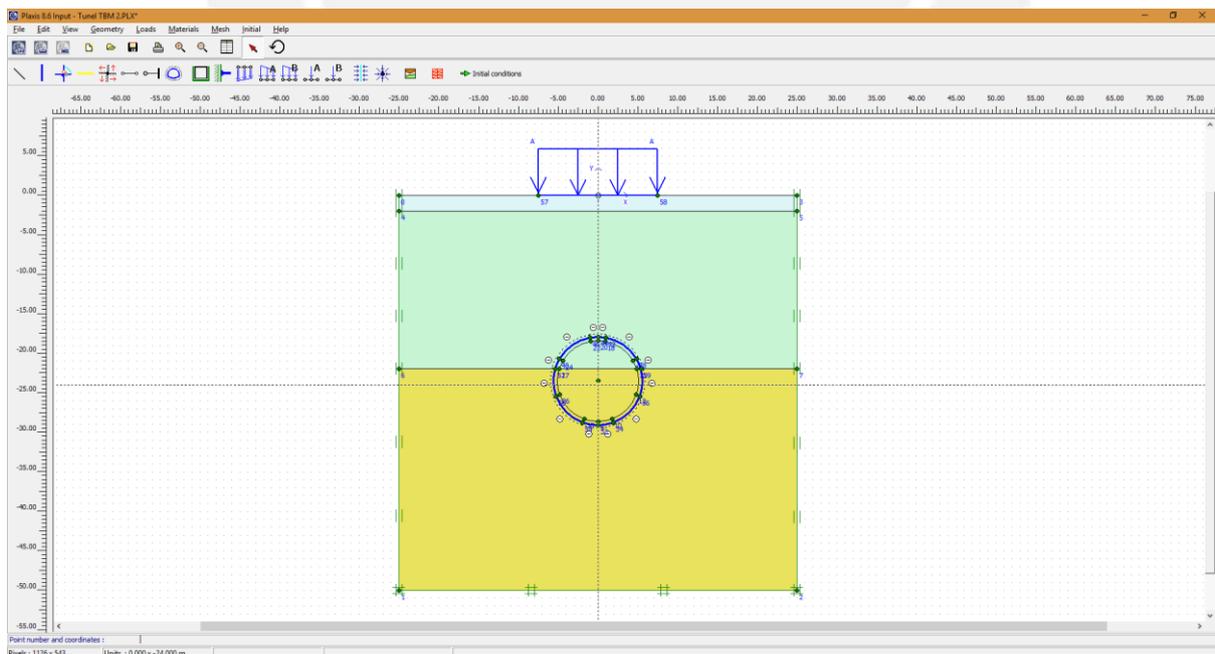
Insertamos un anillo de concreto de 8 dovelas con las dimensiones geométricas obtenidas

Figura A.16: Diseño Túnel Plaxis 2D



A continuación ingresamos los datos de diseño para la mayor profundidad del tramo a diseñar (27.53 m). A su vez debemos ingresar las cargas en la superficie por un valor de 87.6 kN/m en servicio, simulando el peor escenario de esfuerzos en la carretera.

Figura A.17: Datos de Ingreso Sección Circular Plaxis 2D



Similarmente, para las propiedades del Concreto es necesario determinar los valores de EI y EA partiendo de las propiedades obtenidas. A continuación se presenta los cálculos para obtener dichos valores:

Consideramos al anillo de concreto como una placa de $e = 0.5$ m, $r_e = 5.1$ m y $r_i = 4.6$ m

Sea $E = 280624 \text{ Kg/cm}^2 = 27,519,813 \text{ kN/m}^2$

Por lo tanto obtenemos para un metro de longitud:

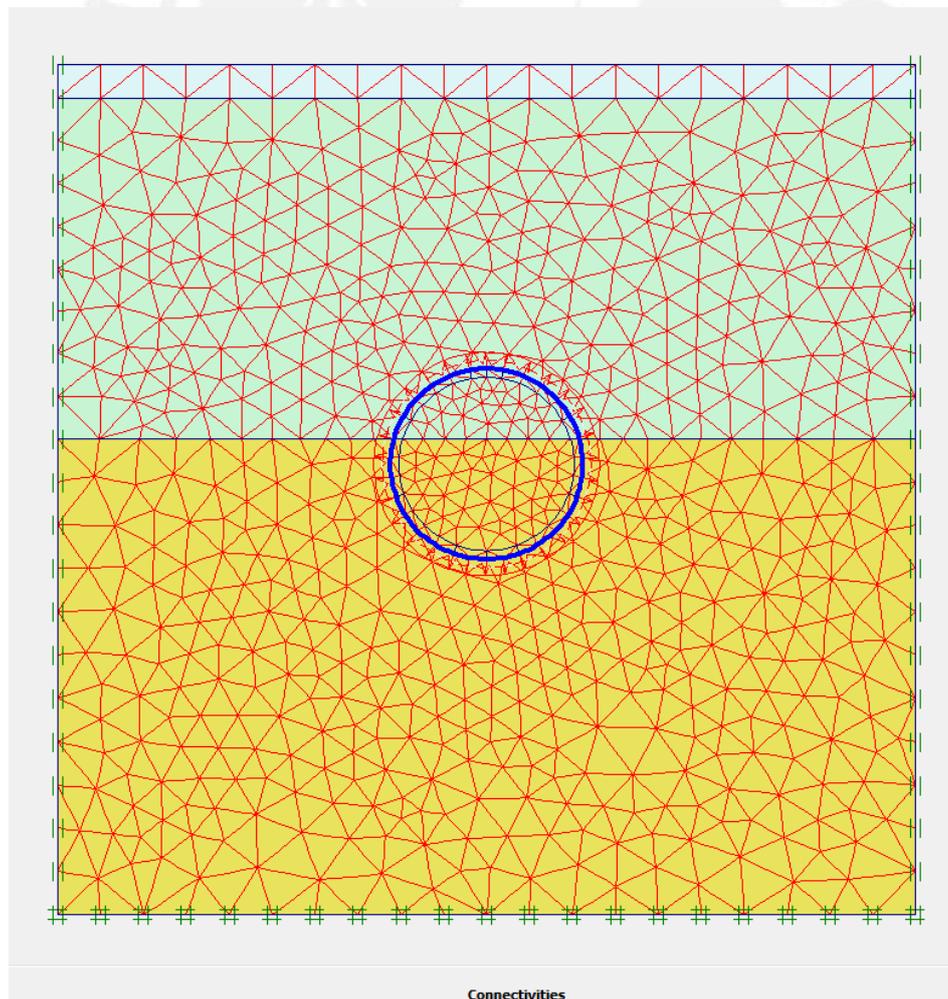
$$EA/m = E \times e = 1.3765 \times 10^7 \frac{KN}{m}$$

$$EI/m = E \times 3 \left(\frac{b \cdot h^3}{12} \right) = 2.87 \times 10^5 \frac{KNm^2}{m}$$

Ecuación A1: Rigidez Normal y Flector

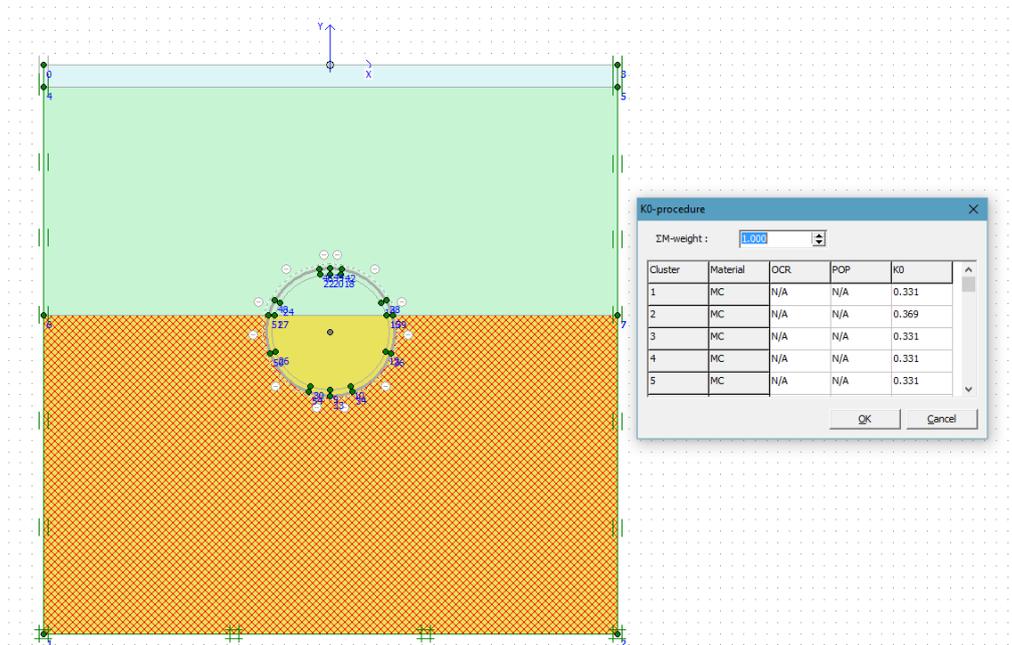
Colocamos las fijaciones de contorno estándar y generamos la malla fina de la sección. (Verificamos que no ocurran distorsiones en el armado de la malla triangular)

Figura A.18: Enmallado Sección Circular Plaxis 2D



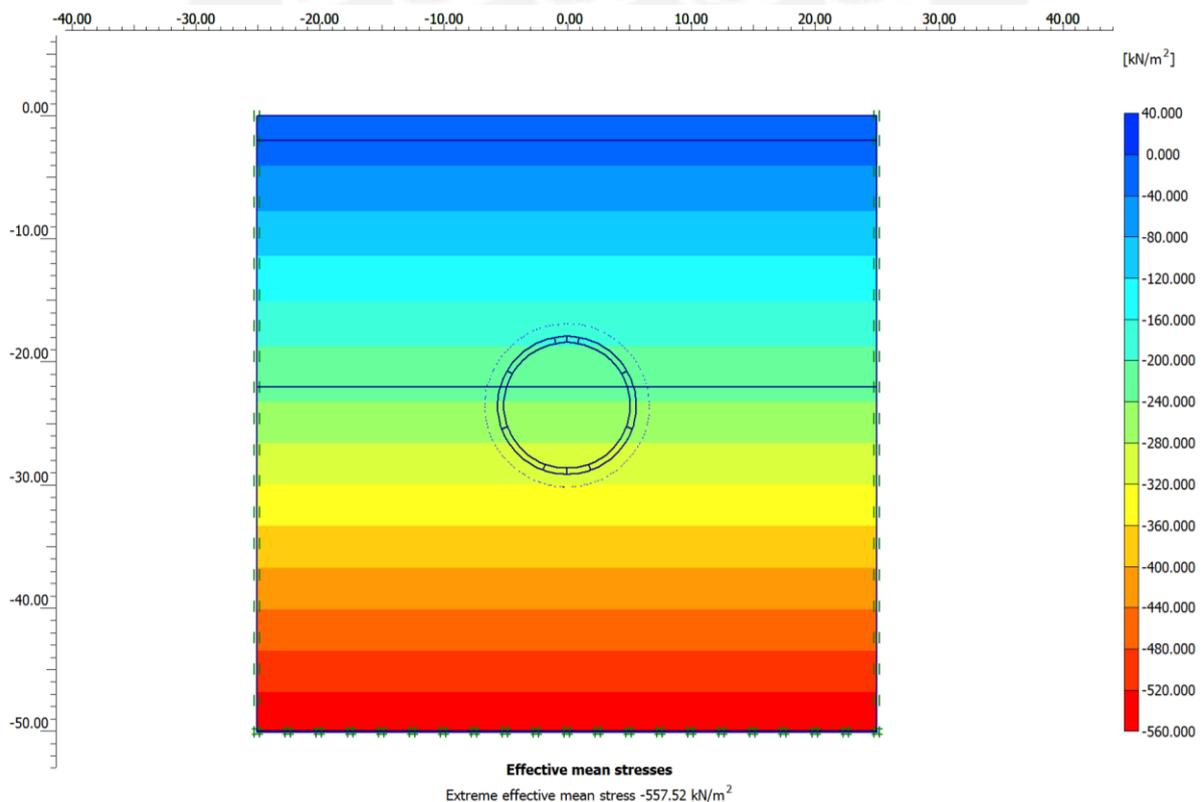
Luego procedemos a generar los esfuerzos de las condiciones iniciales del terreno. (Se debe tener en cuenta que la placa debe estar desactivada debido a que la estructura aún no ha sido instalada).

Figura A.19: Condiciones Iniciales Sección Circular Plaxis 2D



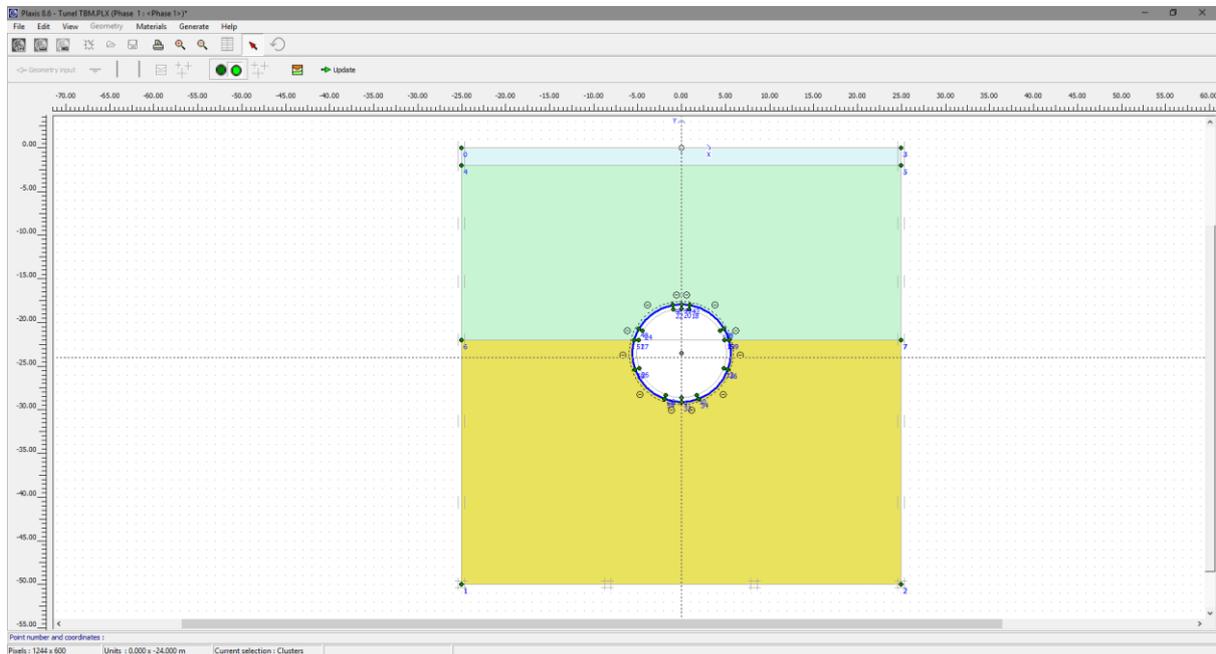
Los esfuerzos efectivos máximos en condiciones iniciales son de 557.52 kN/m² (56.851 tn/m²).

Figura A.20: Esfuerzos Iniciales Sección Circular Plaxis 2D



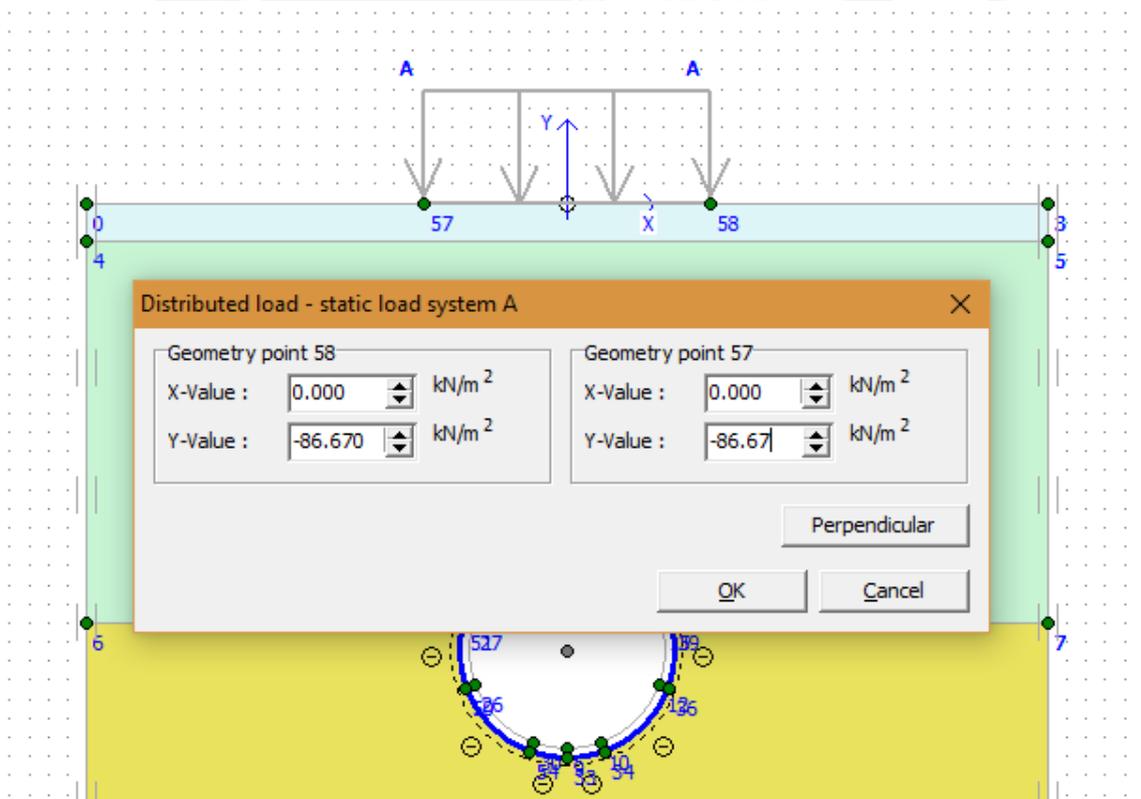
Una vez obtenidas dichas condiciones, se define la estructura a instalarse y se retira el terreno dentro del túnel.

Figura A.21: Anillo de Sostenimiento Circular Plaxis 2D



Se ingresa la fuerza distribuida de las cargas superficiales

Figura A.22: Definición Carga Distribuida A



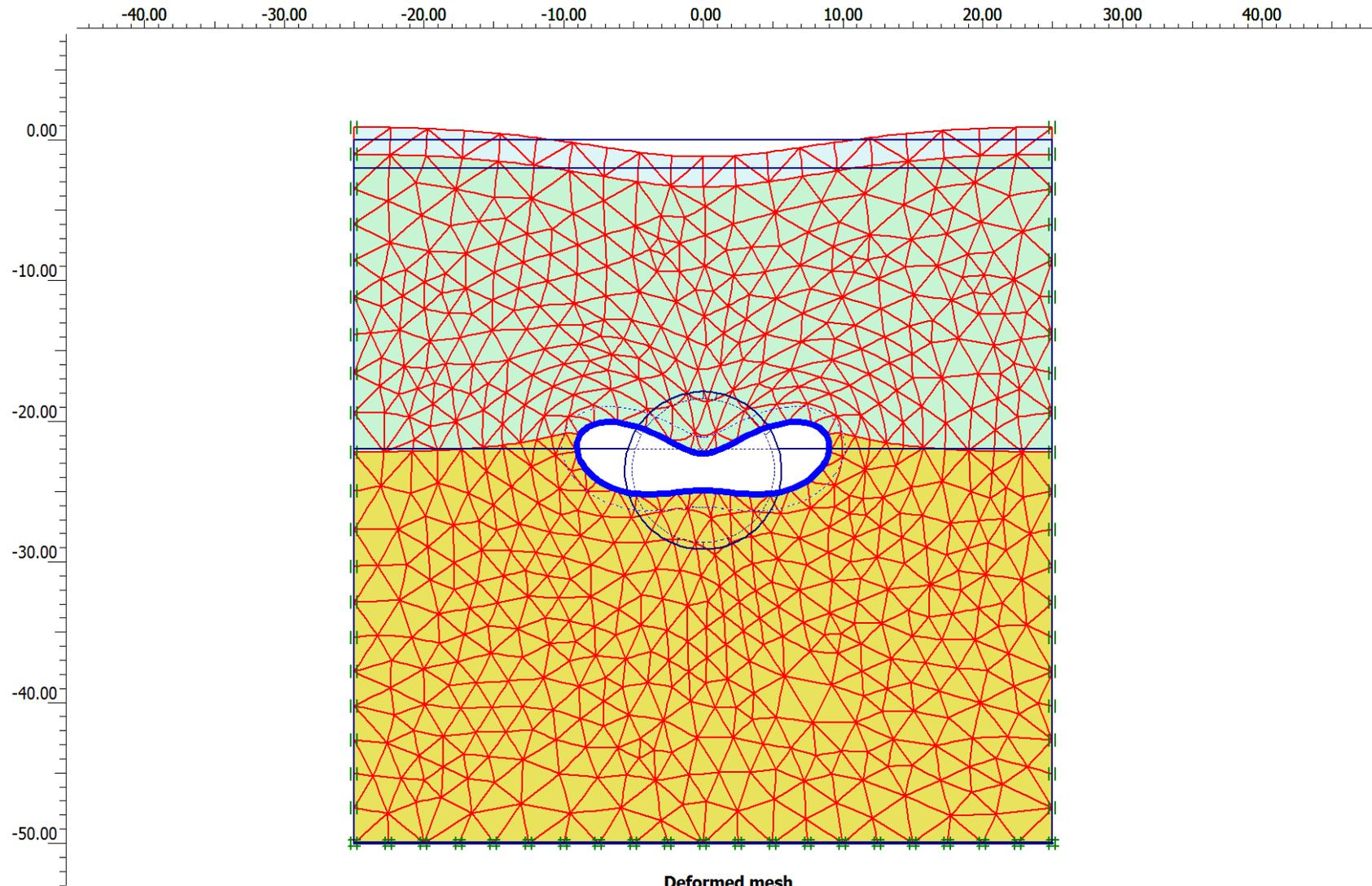
Finalmente con el programa se obtiene los resultados de las deformaciones y esfuerzos finales.

Se debe tomar en cuenta que para las deformaciones totales la sección deformada se ha escalado por un factor de 500.

Tabla A.6: Resultados de Deformaciones y Esfuerzos en Servicio Sección Circular 2D

	TRAMO Circular en Servicio	TRAMO Circular en Servicio
	Efectos de la Sección Completa	Efectos de la Sección Completa sin Carga Superficial
	(mm)	(mm)
Deformación Máxima	12.35	8.81
Desplazamiento Total Extremo	12.35	8.81
Desplazamiento Máximo Ux	8.27	7.09
Desplazamiento Máximo Uy	9.85	8.32
	(kPa)	(kPa)
Esfuerzo Efectivo Promedio	-438.39	-414.61
Esfuerzo Máximo σ_{xx}	-442.46	-387.98
Esfuerzo Máximo σ_{yy}	-1034.75	-1008.85
Esfuerzo Máximo σ_{zz}	-358.80	-335.34
Esfuerzo Máximo σ_{xy}	82.45	73.74

Figura A.23: Sección Circular Deformada Plaxis 2D



Deformed mesh
 Extreme total displacement $8.81 \cdot 10^{-3}$ m
 (displacements scaled up 500.00 times)

Figura A.24: Sección Circular Esfuerzos Plaxis 2D

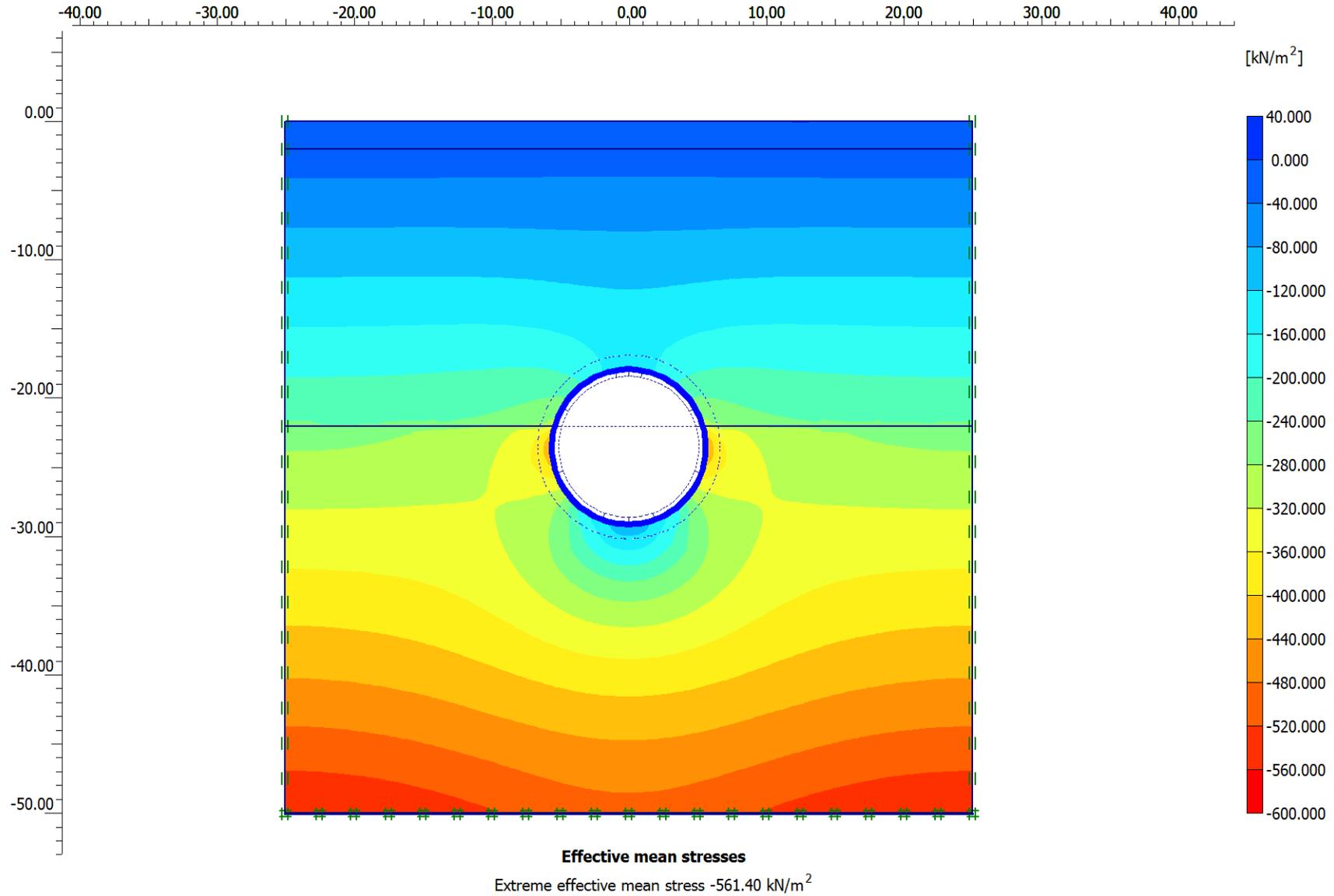
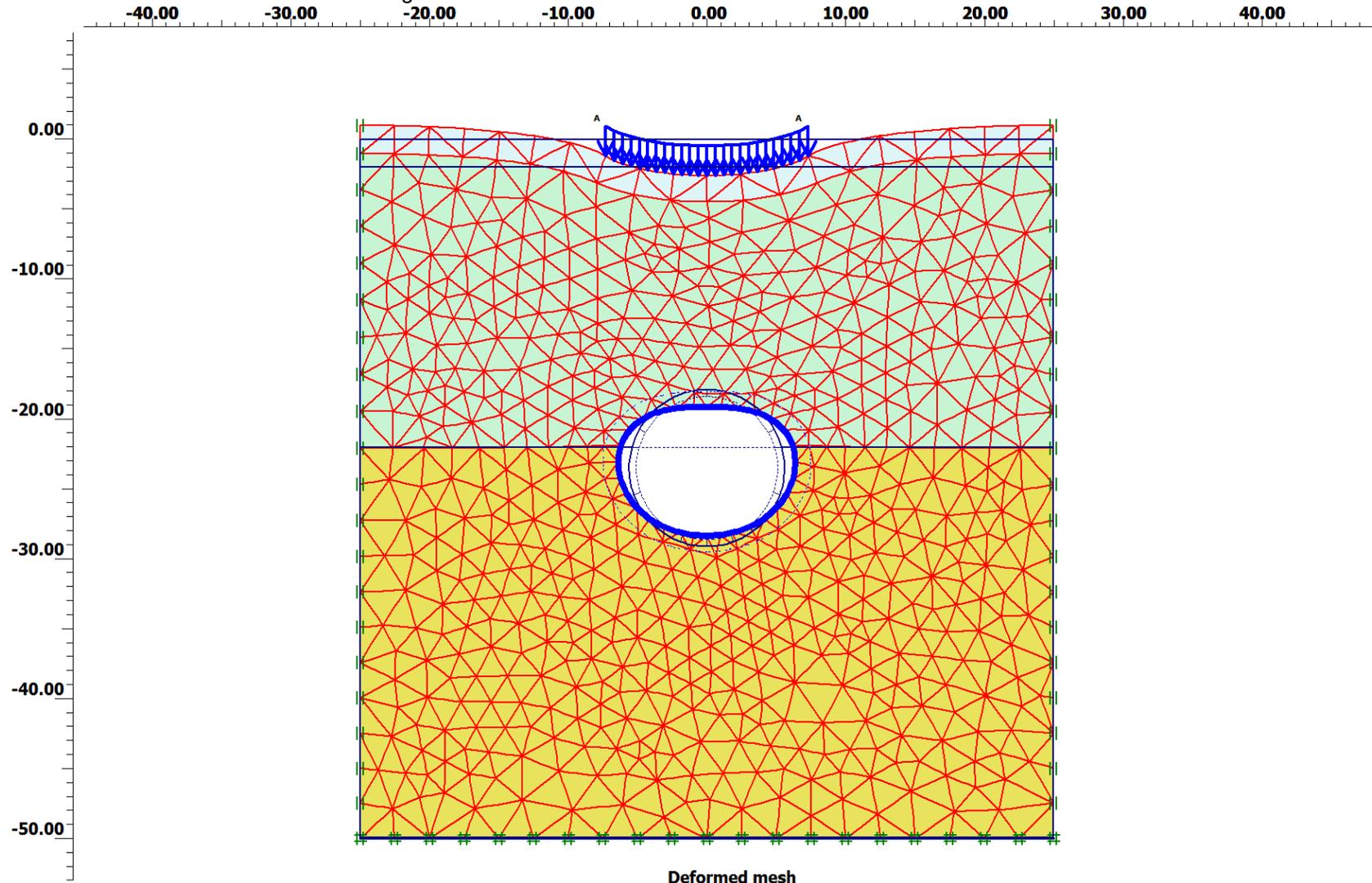
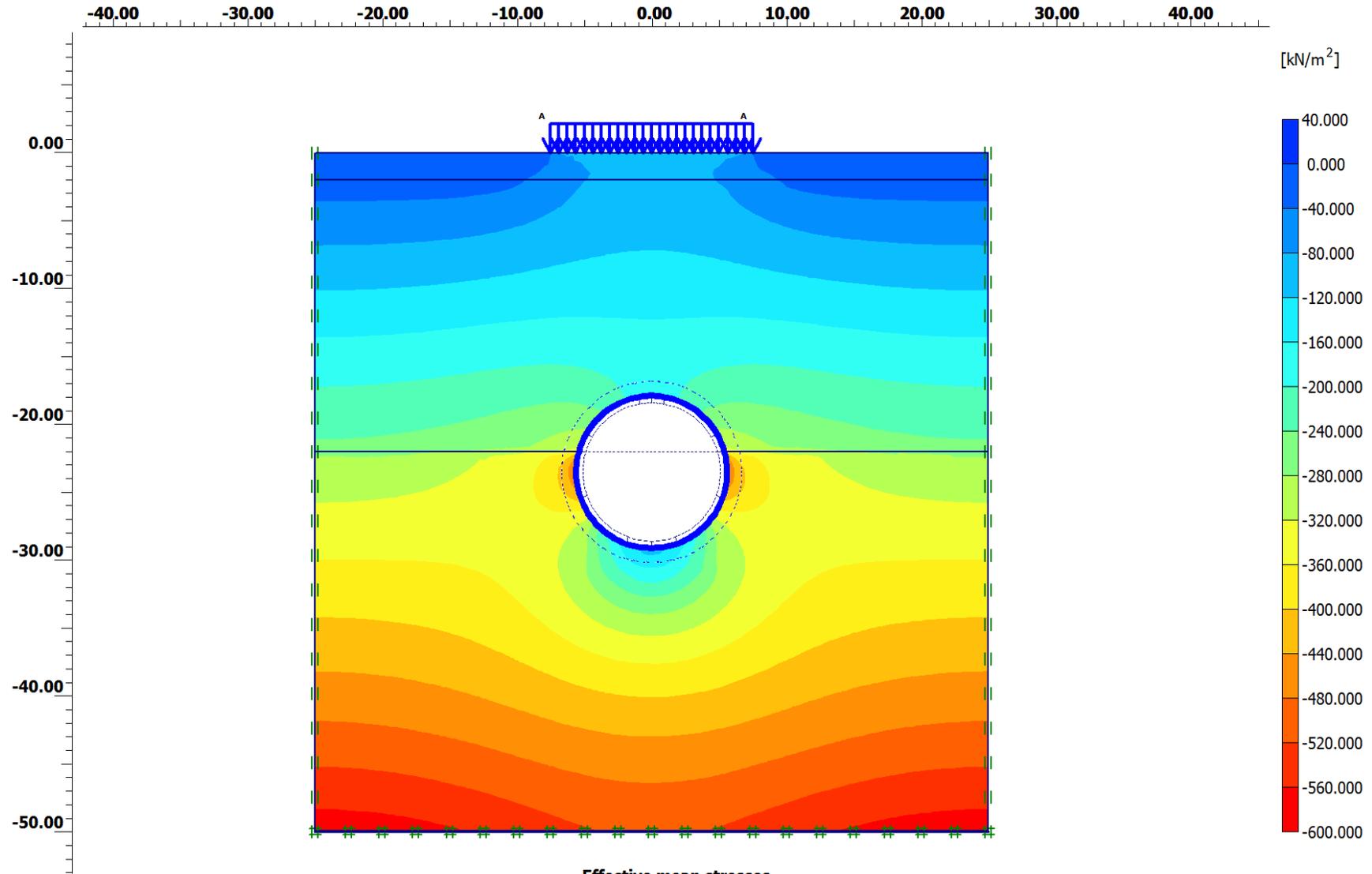


Figura A.25: Deformaciones en Servicio Sección Circular



Deformed mesh
 Extreme total displacement $25.95 \cdot 10^{-3}$ m
 (displacements scaled up 100.00 times)

Figura A.26: Esfuerzos en Servicio Sección Circular



Effective mean stresses

Extreme effective mean stress -582.85 kN/m²

A.3.2 Análisis Combinaciones de Cargas Plaxis 2D

Hasta ahora sólo se ha evaluado un análisis de esfuerzo y deformaciones en servicio. Sin embargo, podemos apreciar una diferencia en los resultados de los esfuerzos obtenidos pese a utilizar el mismo tipo de sección del túnel. Se utilizarán los resultados obtenidos en el análisis bidimensional debido a que el programa presenta resultados más confiables al considerar un enmallado de elementos finitos más preciso.

Partiendo de estos datos se puede realizar el detalle de las dovelas utilizando los criterios del ACI y la norma E.060. Por lo tanto, la norma señala que es necesario considerar las siguientes combinaciones de carga:

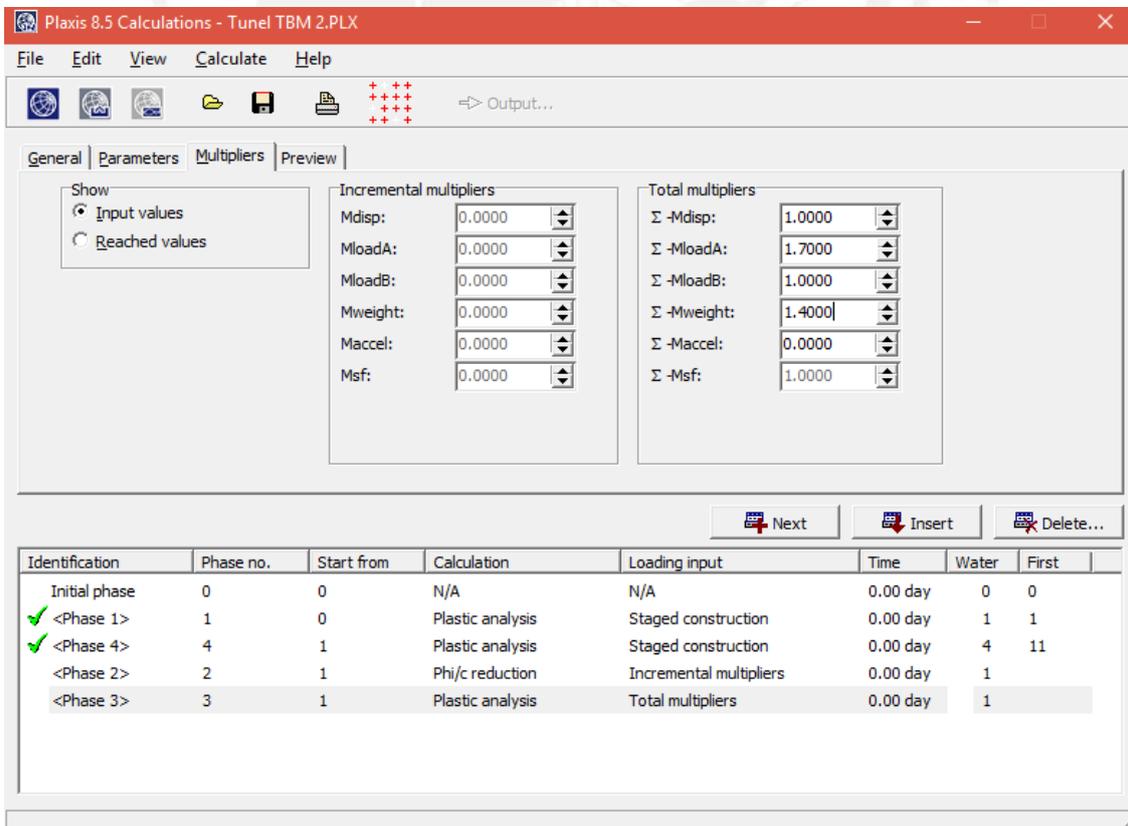
$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV + CE$$

Ecuación A2: Combinaciones de Carga

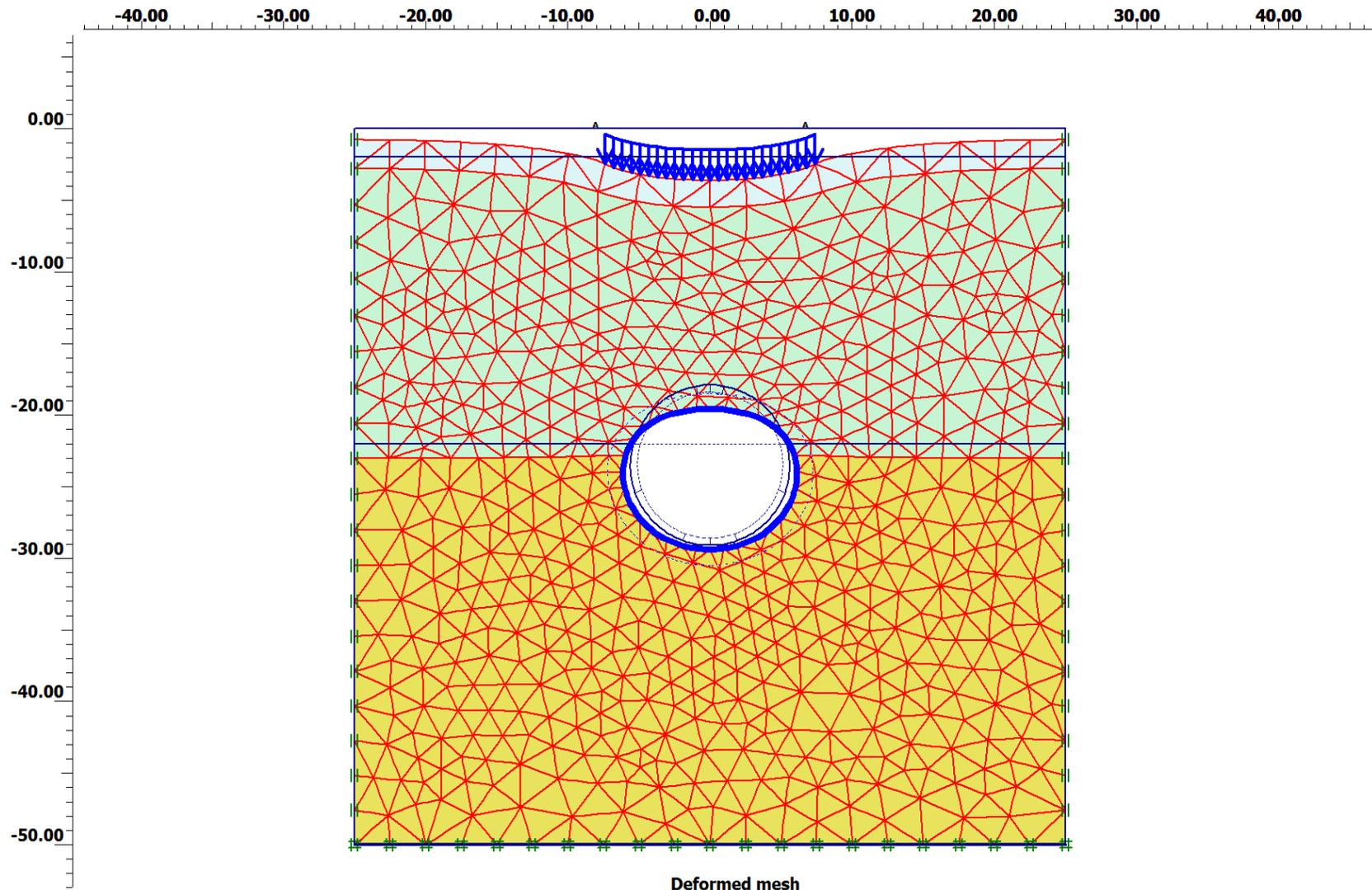
Estas combinaciones se pueden evaluar rápidamente ajustando ciertos parámetros de cálculo en el programa Plaxis 2D. Para esto es necesario cambiar las condiciones al momento de realizar los cálculos del análisis plástico, exigimos que los multiplicadores totales lleguen a los factores mencionados:

Figura A.27: Multiplicadores factorizados Sección Circular



Finalmente obtenemos los siguientes resultados de las deformaciones y esfuerzos:

Figura A.28: Sección Circular Deformada Amplificada



Deformed mesh

Extreme total displacement $72.31 \cdot 10^{-3}$ m
(displacements scaled up 50.00 times)

Figura A.29: Sección Circular Esfuerzos Amplificados

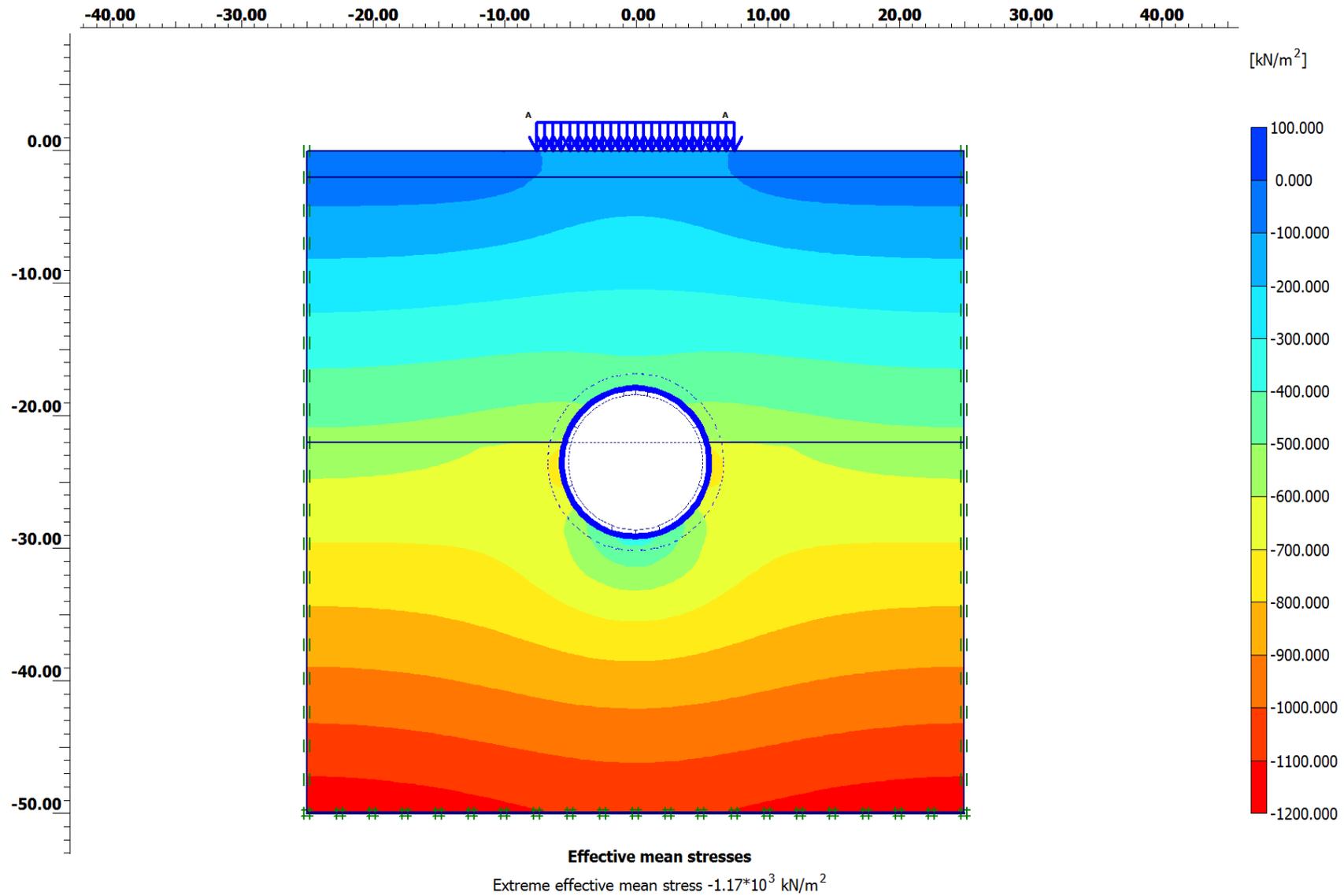


Tabla A.7: Resultados de Deformaciones y Esfuerzos Amplificados Sección Circular 2D

TRAMO Circular Amplificado	
Efectos de la Sección Completa	
	(mm)
Deformación Máxima	33.81
Desplazamiento Total Extremo	33.81
Desplazamiento Máximo Ux	12.09
Desplazamiento Máximo Uy	0.00
	(kPa)
Esfuerzo Efectivo Promedio	-853.99
Esfuerzo Máximo σ_{xx}	-881.95
Esfuerzo Máximo σ_{yy}	-1746.62
Esfuerzo Máximo σ_{zz}	-882.73
Esfuerzo Máximo σ_{xy}	95.33

Tal como podemos apreciar, las cargas vivas contribuyen positivamente en el confinamiento del túnel, ya que disminuyen los esfuerzos efectivos en los hastiales izquierdo y derecho del mismo, donde se generan las mayores tensiones.

Sin embargo, el problema radica en los asentamientos producidos en la superficie, ya que existe una deformación crítica de 7.231 cm en la superficie del túnel, la cual de producirse debe ser necesario adoptar medidas de tratamiento del terreno superior del túnel.

A.4 DISEÑO DE LAS DOVELAS PREFABRICADAS

A continuación se presentarán los diagramas de fuerzas y momentos ejercidos en la estructura, de modo que podemos determinar las fuerzas últimas con las cuales se elaborará el diseño.

A.4.1 Diagramas de Momento Flector, Fuerza Cortante y Fuerza Normal

Tabla A.8: Resultados de Fuerzas y Momentos de la Sección Circular

X	Y	N	V	M	X	Y	N	Q	M
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
0.000	-29.100	-2617.970	0.371	230.599	5.543	-24.294	-3852.081	-65.256	-166.299
0.244	-29.095	-2620.403	-6.667	229.825	5.577	-24.007	-3874.424	-76.016	-186.720
0.488	-29.079	-2627.590	-13.491	227.356	5.596	-23.718	-3893.323	-88.456	-210.470
0.731	-29.052	-2639.507	-19.993	223.262	5.600	-23.429	-3909.141	-102.400	-238.032
0.972	-29.015	-2656.132	-26.064	217.622	5.588	-23.139	-3922.240	-117.675	-269.872
0.972	-29.015	-2656.024	-26.866	217.622	5.588	-23.139	-3922.446	-116.437	-269.872
1.212	-28.967	-2677.047	-32.925	210.315	5.562	-22.851	-3932.506	-130.651	-305.792
1.449	-28.909	-2702.167	-39.022	201.528	5.521	-22.565	-3940.074	-138.120	-344.875
1.684	-28.841	-2731.440	-45.078	191.258	5.466	-22.281	-3944.101	-137.566	-384.915
1.915	-28.762	-2764.918	-51.018	179.509	5.395	-22.000	-3943.538	-127.709	-423.591
1.915	-28.762	-2764.617	-51.712	179.509	5.395	-22.000	-3944.575	-130.335	-423.591
2.199	-28.650	-2811.241	-58.188	162.732	5.290	-21.663	-3917.005	-64.771	-457.855
2.477	-28.522	-2862.903	-64.480	143.964	5.164	-21.333	-3878.898	-6.088	-470.178
2.747	-28.380	-2919.582	-69.527	123.504	5.017	-21.011	-3831.329	45.928	-462.938
3.009	-28.223	-2981.256	-72.265	101.747	4.850	-20.700	-3775.373	91.492	-438.479
3.009	-28.223	-2980.349	-71.763	101.747	4.850	-20.700	-3775.854	92.160	-438.479
3.262	-28.052	-3045.256	-72.324	79.502	4.690	-20.440	-3721.965	127.233	-404.841
3.505	-27.867	-3112.100	-67.943	58.134	4.516	-20.189	-3664.155	158.210	-361.161
3.738	-27.670	-3180.833	-62.310	38.161	4.329	-19.947	-3602.873	184.534	-308.752
3.960	-27.460	-3251.409	-59.117	19.758	4.129	-19.717	-3538.567	205.652	-248.978
3.960	-27.460	-3250.283	-58.813	19.758	4.129	-19.717	-3539.066	205.912	-248.978
4.170	-27.238	-3319.650	-56.862	2.071	3.916	-19.497	-3473.095	222.209	-183.419
4.367	-27.005	-3386.580	-54.780	-14.960	3.692	-19.290	-3406.781	233.734	-113.719
4.552	-26.762	-3451.302	-52.737	-31.368	3.457	-19.095	-3340.587	240.294	-41.266
4.723	-26.509	-3514.046	-50.905	-47.200	3.212	-18.913	-3274.974	241.694	32.538
4.723	-26.509	-3513.230	-50.603	-47.200	3.212	-18.913	-3275.457	241.852	32.538
4.880	-26.247	-3572.344	-48.596	-62.379	2.957	-18.744	-3211.799	238.544	106.081
5.022	-25.977	-3626.722	-46.713	-76.884	2.694	-18.590	-3151.339	230.688	177.790
5.150	-25.699	-3676.728	-45.745	-90.983	2.422	-18.451	-3094.488	218.429	246.433
5.262	-25.415	-3722.724	-46.483	-105.016	2.143	-18.326	-3041.661	201.910	310.791
5.262	-25.415	-3722.288	-46.065	-105.016	2.143	-18.326	-3042.044	201.972	310.791
5.354	-25.141	-3761.272	-47.965	-118.613	1.858	-18.217	-2994.444	181.757	369.530
5.432	-24.862	-3795.594	-51.453	-132.925	1.567	-18.124	-2952.945	158.156	421.464
5.495	-24.580	-3825.735	-57.160	-148.590	1.272	-18.046	-2917.833	131.630	465.762
5.543	-24.294	-3852.176	-65.719	-166.299	0.972	-17.985	-2889.393	102.638	501.632
5.543	-24.294	-3852.081	-65.256	-166.299	0.972	-17.985	-2889.561	102.648	501.632
5.577	-24.007	-3874.424	-76.016	-186.720	0.731	-17.948	-2872.152	78.060	523.740
5.596	-23.718	-3893.323	-88.456	-210.470	0.488	-17.921	-2859.648	52.553	539.698
5.600	-23.429	-3909.141	-102.400	-238.032	0.244	-17.905	-2852.100	26.430	549.360
5.588	-23.139	-3922.240	-117.675	-269.872	0.000	-17.900	-2849.558	-0.009	552.595
5.588	-23.139	-3922.446	-116.437	-269.872	0.000	-17.900	-2849.557	0.007	552.595

Figura A.30: Diagrama de Momentos Flectores Sección Circular

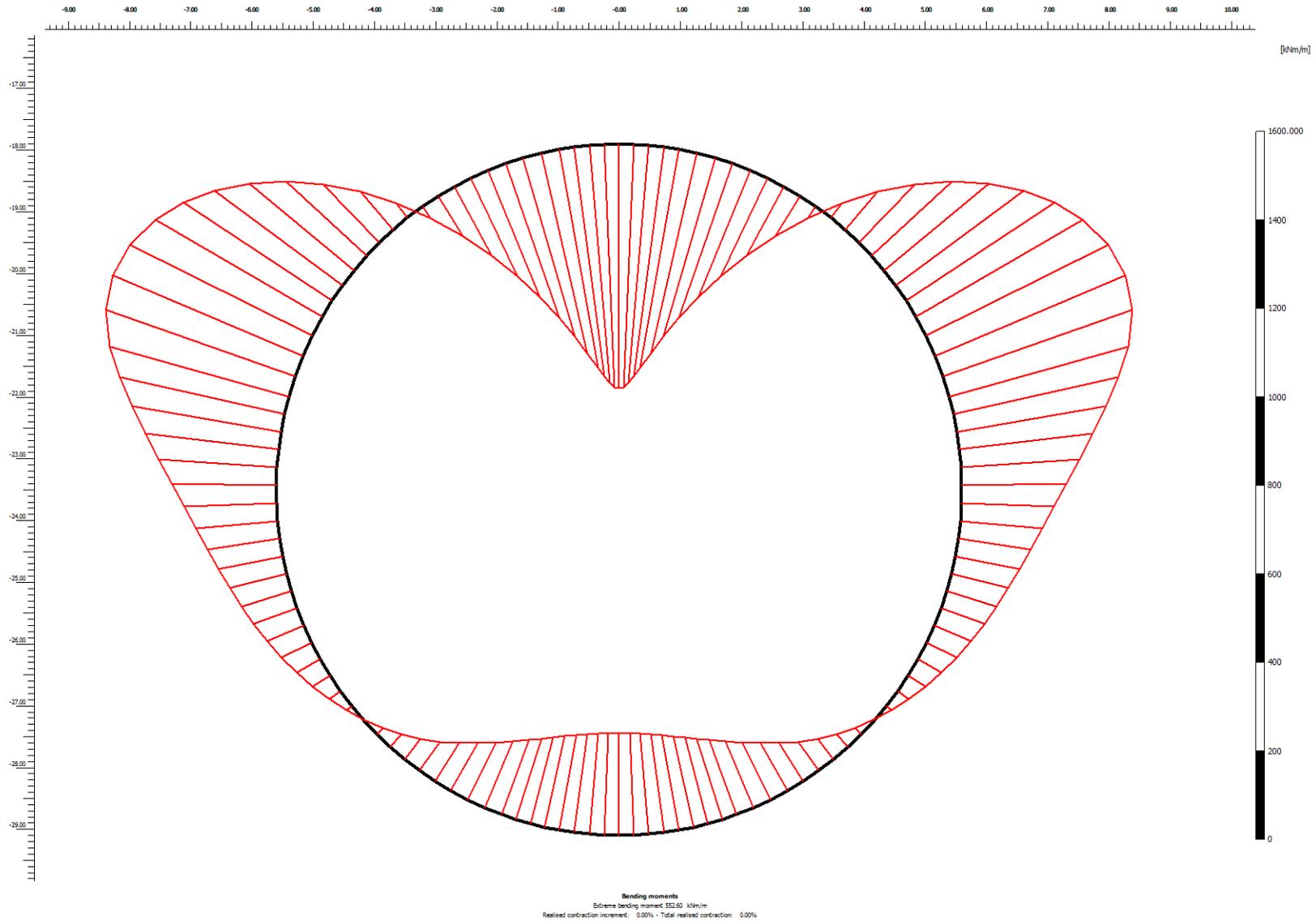


Figura A.31: Diagrama de Fuerza Cortante Sección Circular

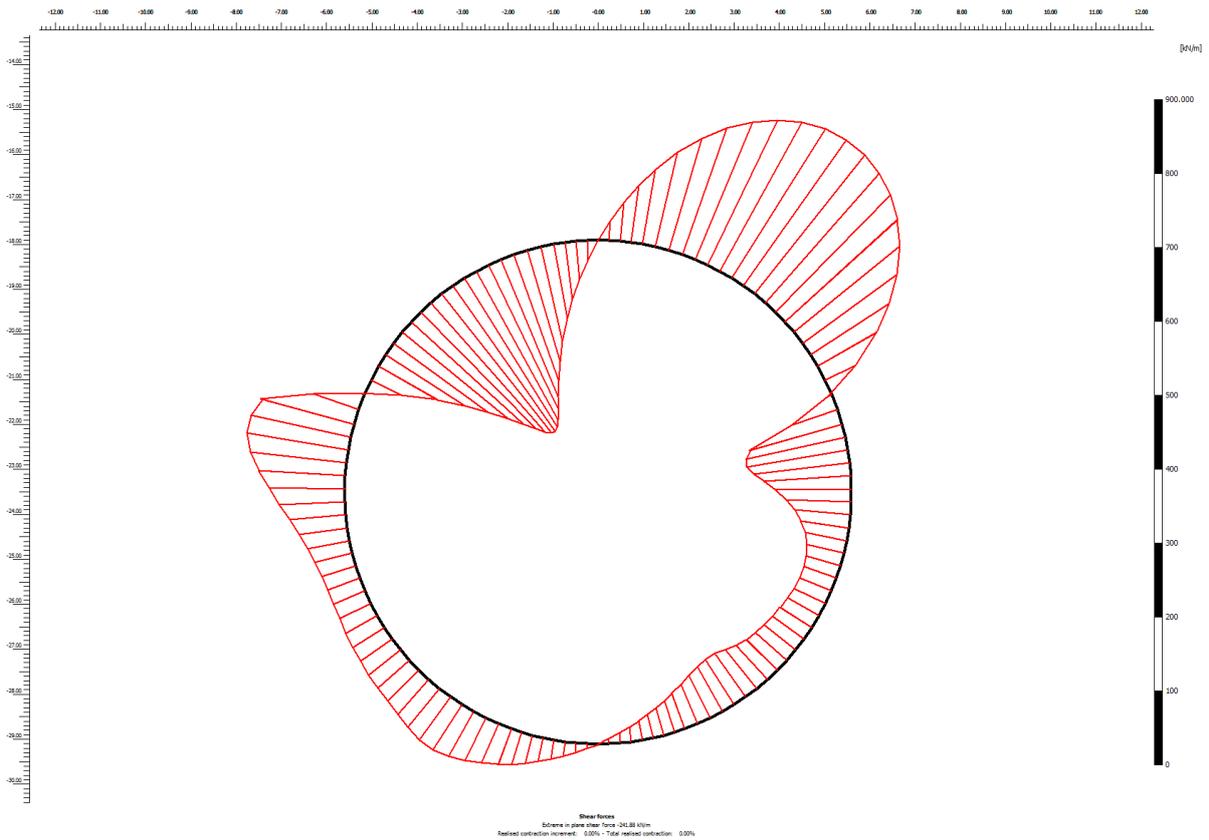
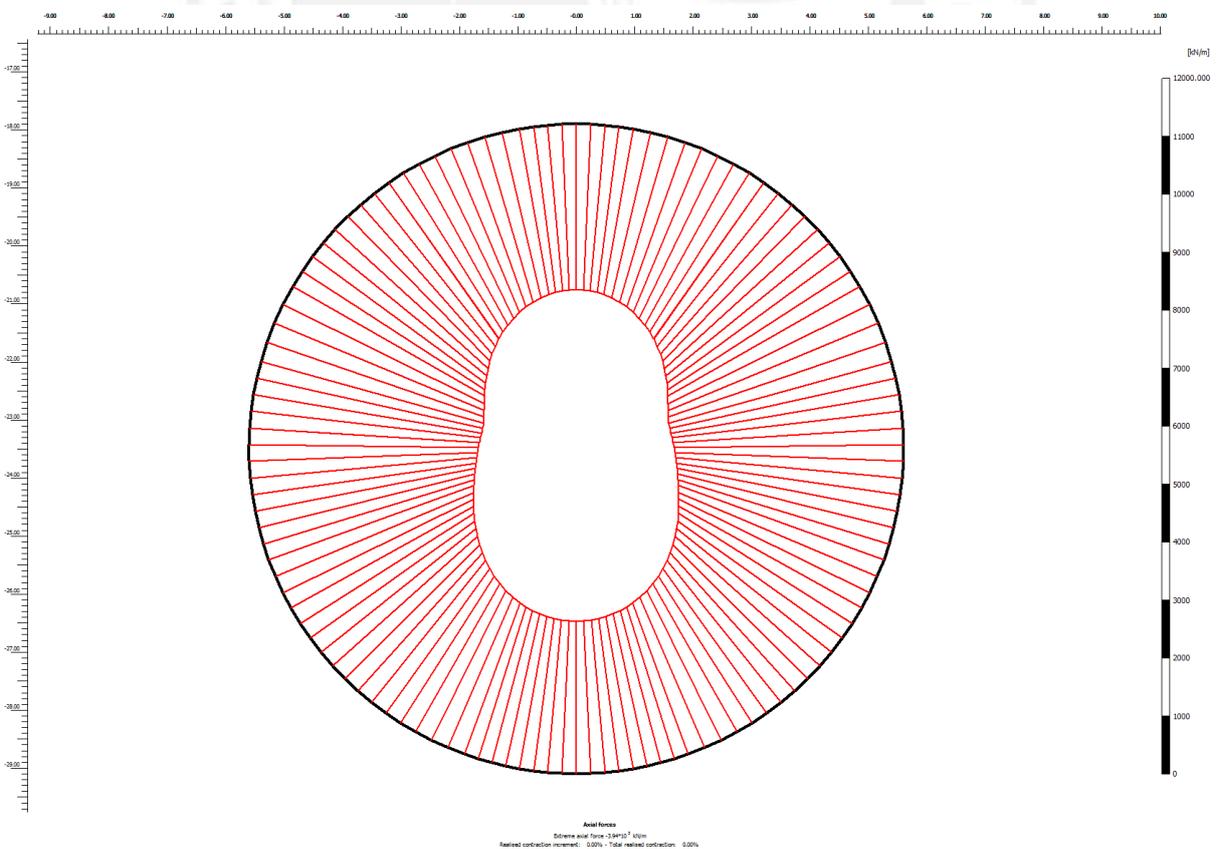


Figura A.32: Diagrama de Fuerza Normal Sección Circular



Finalmente podemos determinar las siguientes fuerzas y momentos últimos que utilizaremos para el diseño:

Tabla A.9: Fuerzas y Momentos Últimos

Nu	-3944.575	KN	-402.235	Tn
Vu	241.852	KN	24.662	Tn
Mu	552.595	KNxm	56.349	Tnxm

A.4.2 Verificación por Flexión

El primer paso para el diseño es la verificación de la sección de las dovelas a la flexión de acuerdo a las exigencias de la norma de concreto armado. La siguiente hoja de cálculo muestra este procedimiento. Este dimensionamiento es típico para la sección de 1.5 metros de cada dovela. Por lo que se aplicará en todas las estructuras.

Figura A.33: Diseño por Flexión Sección Típica de 1.5m

Diseño por Flexión		Dovela A			
Mu	56.349				
$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b_w}$		$\phi M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$			
fy	4200	Recubrimiento	4 cm		
fc	350	Separación de Barras	11.50 cm		
b	150	As Min $\rho:1\%$	67.5 cm ²		
d	41	As Max $\rho:6\%$	405 cm ²		
ϕ	0.9				
As	38.017				
As elegido	8ϕ1"	40.8			
a	3.578 cm				
c	4.473 cm				
ϕM_n	60.4727 Tn*m	>Mu	Ok		

A.4.3 Verificación por Corte

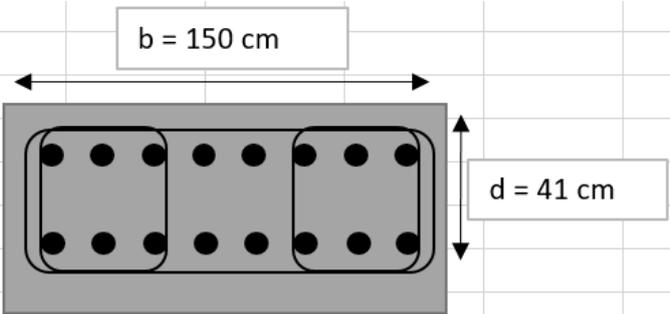
La verificación por corte viene expresada por la siguiente ecuación, la cual relaciona la fuerza cortante ejercida por el concreto con la fuerza de compresión a la que está sometida la estructura. Se asume que la fuerza de compresión es constante como se puede apreciar en el diagrama de fuerza normal.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} \left(1 + \frac{N_u}{140A_g} \right) b_w d$$

Ecuación A3: Fuerza Cortante Admisible del Concreto

Dado que la sección de concreto controla la fuerza cortante sin necesidad de estribos, se deberán instalar estribos mínimos separados a un máximo de 30 cm para el montaje de la estructura. En la siguiente hoja de cálculo se muestra los cálculos realizados para la verificación de falla por cortante.

Figura A.34: Verificación por Fuerza Cortante Sección Típica

Verificación por Corte			
Dovela C			
Vu	24.662041 Tn		
Nu	402.23471 Tn		
$V_c = 0.53\sqrt{f'c} \left(1 + \frac{N_u}{140A_g} \right) b_w d$			
fy	4200	Recubrimiento	4 cm
fc	350	Estribos Mínimos	
b	100	3#3/8"@0.30 m	
d	41		
φ	0.85		
Ag	4500		
As elegido 14φ3/4"		39.76	
Vc	66.609 Tn		
φVn	56.61749 Tn	>Vu	Ok

A.4.4 Diagramas de Interacción

De acuerdo a un análisis de segundo orden que implica la combinación del momento flector más los efectos de compresión, se analizará las secciones de las dovelas para evaluar su comportamiento por flexocompresión. Se debe tomar en cuenta que la sección típica corresponderá a la sección real de 1.5 metros de avance. Además, cabe mencionar que los Puntos (Mu, Nu) corresponden a las solicitaciones amplificadas que experimentan cada dovela.

Figura A.35: Resultados Diagrama de Interacción Sección Típica

CARGA CONCENTRICA

Po (Tn)	2348.83
ΦPo (Tn)	1644.18
Pn max (Tn.m)	1879.06
ΦPn max (Tn.m)	1315.34

FALLA BALANCEADA

Cb (cm)	23.37
Pb (Tn)	834.31
Mb (Tn.m)	168.43
ΦPb (Tn)	584.02
ΦMb (Tn.m)	117.9

FLEXION PURA

C (cm)	5.06
P (Tn)	0
M (Tn.m)	64.57
ΦP (Tn)	0
ΦM (Tn.m)	58.11

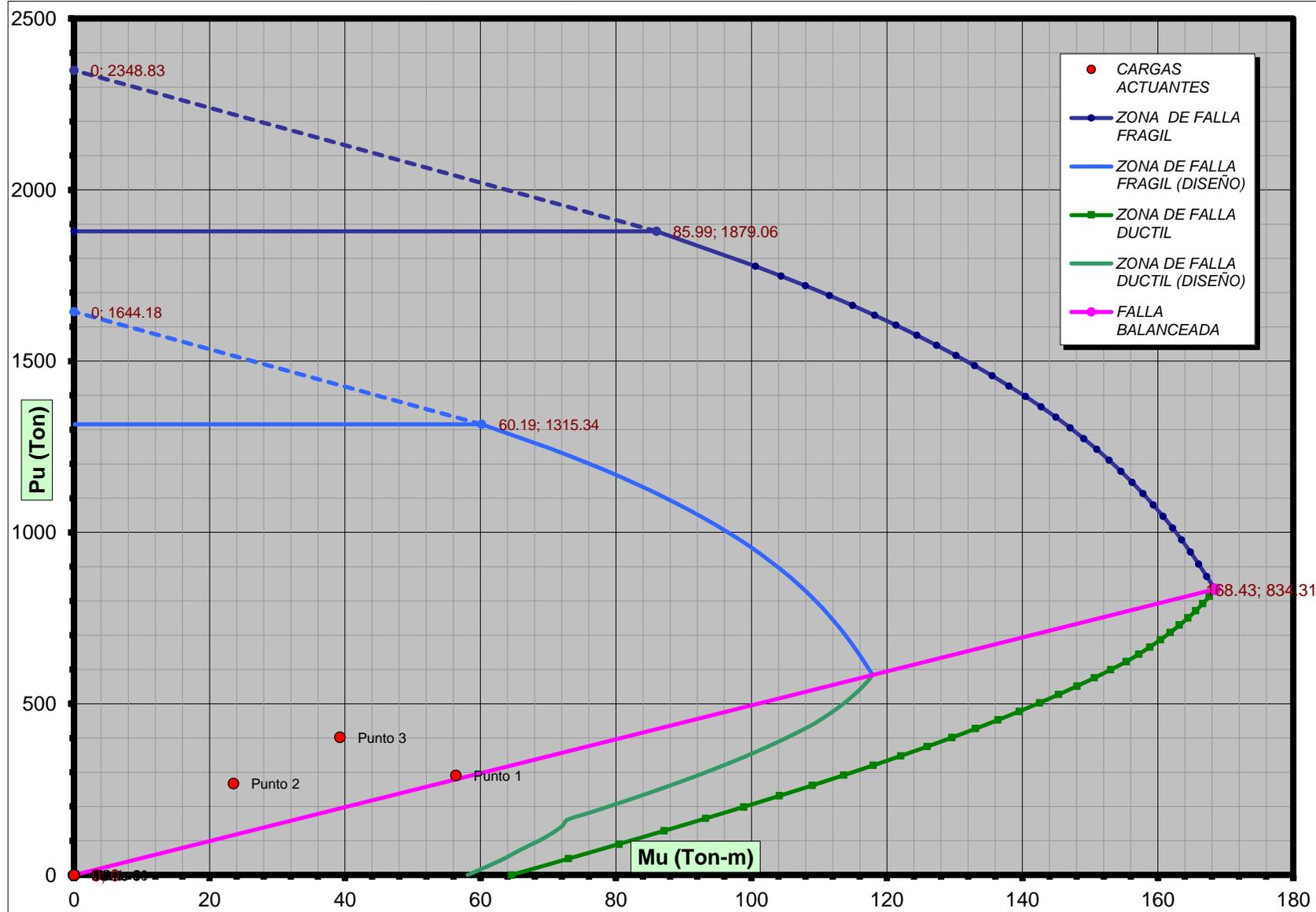
ZONA DE FALLA FRAGIL

Punto #	c (cm)	a (cm)	Pn (Tn)	Mn (Tn.m)	Φ	ΦPn (Tn)	ΦMn (Tn.m)
1	24.07	19.26	871.32	167.24	0.7	609.92	117.07
2	24.77	19.82	907.66	166.03	0.7	635.36	116.22
3	25.46	20.37	942.87	164.8	0.7	660.01	115.36
4	26.16	20.93	978.03	163.51	0.7	684.62	114.46
5	26.86	21.49	1012.65	162.17	0.7	708.85	113.52
6	27.56	22.05	1046.78	160.78	0.7	732.75	112.55
7	28.25	22.6	1079.98	159.35	0.7	755.99	111.54
8	28.95	23.16	1113.25	157.83	0.7	779.27	110.48
9	29.65	23.72	1146.12	156.23	0.7	802.29	109.36
10	30.35	24.28	1178.63	154.56	0.7	825.04	108.19
11	31.05	24.84	1210.81	152.81	0.7	847.56	106.97
12	31.74	25.39	1242.21	151	0.7	869.55	105.7
13	32.44	25.95	1273.77	149.07	0.7	891.64	104.35
14	33.14	26.51	1305.06	147.06	0.7	913.54	102.94
15	33.84	27.07	1336.08	144.94	0.7	935.26	101.46
16	34.53	27.62	1366.42	142.76	0.7	956.5	99.94
17	35.23	28.18	1396.98	140.46	0.7	977.88	98.32
18	35.93	28.74	1427.31	138.04	0.7	999.12	96.63
19	36.63	29.3	1457.45	135.53	0.7	1020.21	94.87
20	37.32	29.86	1486.96	132.94	0.7	1040.87	93.06
21	38.02	30.42	1516.72	130.21	0.7	1061.7	91.15
22	38.72	30.98	1546.31	127.37	0.7	1082.42	89.16
23	39.42	31.54	1575.73	124.42	0.7	1103.01	87.09
24	40.12	32.1	1605	121.36	0.7	1123.5	84.95
25	40.81	32.65	1633.71	118.22	0.7	1143.6	82.75
26	41.51	33.21	1662.69	114.93	0.7	1163.89	80.45
27	42.21	33.77	1691.55	111.52	0.7	1184.08	78.06
28	42.91	34.33	1720.27	107.99	0.7	1204.19	75.59
29	43.6	34.88	1748.47	104.39	0.7	1223.93	73.07
30	44.3	35.44	1776.97	100.62	0.7	1243.88	70.44

ZONA DE FALLA DUCTIL

Punto #	c (cm)	a (cm)	Pn (Tn)	Mn (Tn.m)	Φ	ΦPn (Tn)	ΦMn (Tn.m)
1	5.65	4.52	47.72	73	0.86	41.04	62.78
2	6.24	4.99	90.25	80.43	0.82	74	65.95
3	6.83	5.46	129.06	87.13	0.79	101.96	68.83
4	7.42	5.94	165.06	93.24	0.76	125.44	70.86
5	8.01	6.41	198.85	98.87	0.73	145.16	72.18
6	8.6	6.88	230.9	104.11	0.7	161.63	72.87
7	9.19	7.35	261.54	109	0.7	183.08	76.3
8	9.79	7.83	291.51	113.66	0.7	204.06	79.56
9	10.38	8.3	320.02	117.99	0.7	224.01	82.59
10	10.97	8.78	347.73	122.07	0.7	243.41	85.45
11	11.56	9.25	374.76	125.94	0.7	262.33	88.16
12	12.15	9.72	401.21	129.61	0.7	280.84	90.73
13	12.74	10.2	427.16	133.09	0.7	299.01	93.17
14	13.33	10.7	452.68	136.4	0.7	316.87	95.48
15	13.92	11.1	477.82	139.55	0.7	334.47	97.69
16	14.51	11.6	502.63	142.54	0.7	351.84	99.78
17	15.1	12.1	527.14	145.38	0.7	369	101.77
18	15.69	12.6	551.4	148.07	0.7	385.98	103.65
19	16.28	13	575.43	150.63	0.7	402.8	105.44
20	16.87	13.5	599.24	153.05	0.7	419.47	107.14
21	17.46	14	622.88	155.34	0.7	436.01	108.74
22	18.05	14.4	644.38	157.17	0.7	451.07	110.02
23	18.64	14.9	665.45	158.81	0.7	465.81	111.17
24	19.24	15.4	686.87	160.39	0.7	480.81	112.27
25	19.83	15.9	707.93	161.83	0.7	495.55	113.28
26	20.42	16.3	728.99	163.18	0.7	510.3	114.23
27	21.01	16.8	750.06	164.43	0.7	525.04	115.1
28	21.6	17.3	771.12	165.58	0.7	539.78	115.91
29	22.19	17.8	792.18	166.63	0.7	554.53	116.64
30	22.78	18.2	813.25	167.58	0.7	569.27	117.31

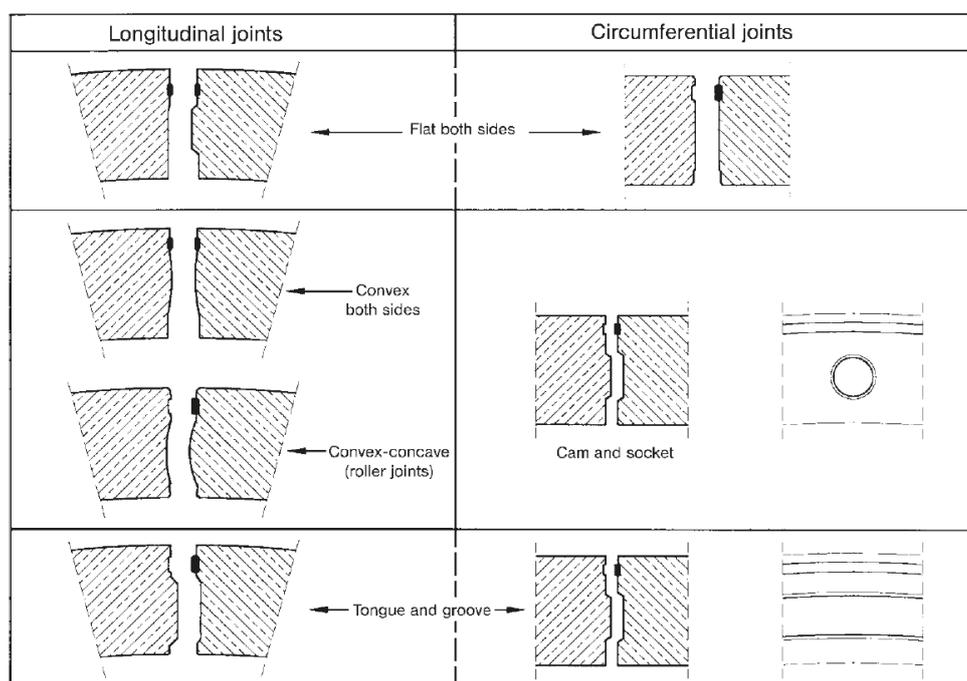
Figura A.36: Diagrama de Interacción Sección Típica



A.4.5 Detalle de Juntas

El sellado de las juntas entre dovelas puede realizarse por medio de pernos, dowels, grout o bisagras de concreto. El uso de estos materiales dependerá de las características a las cuales el túnel está sometido y la necesidad de impermeabilizar el revestimiento.

Es importante mencionar que el detalle de las juntas se debe separar en juntas longitudinales (uniones anulares entre dovelas) y juntas radiales (uniones entre anillos de dovelas). Estas uniones deben transmitir tanto fuerzas normales como fuerzas cortantes por medio de trabazón entre pernos o dowels y también por medio de la fricción entre la superficie de dovelas.



Fuente (MAIDL 2013: 132)

Para asegurar la calidad de los segmentos de concreto, la siguiente tabla indica las tolerancias que deben respetarse, de lo contrario las juntas no podrán satisfacer la transmisión de fuerzas.

Tabla A.10: Tolerancias Dovelas de Concreto Prefabricado

Ancho del Segmento	± 0.5 mm
Espesor del Segmento	± 2.0 mm
Longitud de Arco del Segmento	± 0.6 mm
Deflexión de Junta Longitudinal	± 0.3 mm
Deflexión de Junta Anular	± 0.3 mm
Rotación en Junta Longitudinal	$\pm 0.04^\circ$
Curvatura en Junta Longitudinal	$\pm 0.01^\circ$

Fuente (MAIDL 2012: 144)

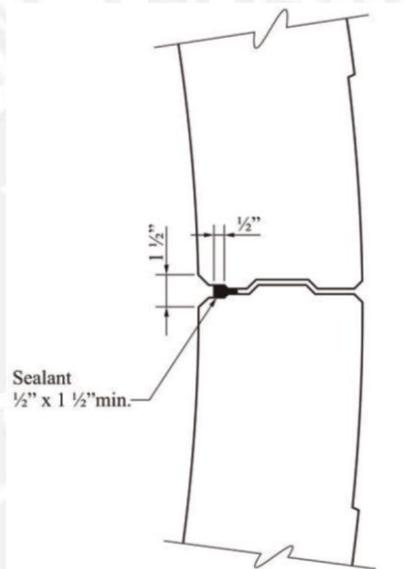
A.4.5.1 Juntas Longitudinales

La alternativa más común entre juntas longitudinales (también llamadas juntas radiales) son uniones tipo bisagra de concreto. Estas pueden tener superficies planas, cóncavas o convexas. Tales uniones pueden apreciarse en la figura anterior.

Para este caso se adoptará por la alternativa de juntas tipo *tongue and groove* para las uniones longitudinales. Este tipo de juntas ofrecen una alternativa mecánica (bisagra rectangular de concreto) y un impermeabilizante (tapa sellante de jebes), el cual puede ser elastómero, neoprene o silicona sintética.

Cabe mencionar que dicha tapa sellante deberá instalarse en todo el contorno de la dovela. Las dimensiones típicas pueden apreciarse en la siguiente figura:

Figura A.37: Dimensiones Típicas Tapa Sellante



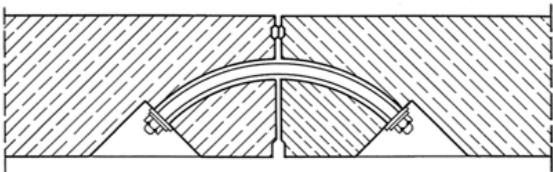
Fuente (NHI-FHWA 2009: 10-24)

A.4.5.2 Juntas Anulares

También llamadas juntas circunferenciales, en este caso se pueden instalar pernos de anclaje entre dovelas para transmitir las fuerzas de corte. La siguiente figura muestra la configuración semicircular que deben adoptar dichos pernos.

Para el diseño de dichas uniones se verificará el diámetro y cantidad de pernos para que resistan los efectos de la fuerza cortante última.

Figura A.38: Diseño de Juntas Anulares Pernos de Anclaje

Diseño de Juntas Anulares		
$V_u \leq \phi R_n$	$\phi R_n = 0.9 \times F_{nv} A_b \#b$	
Vu	24.66 Tn	
Utilizando Pernos Tipo ASTM 325		
Clase A	1 "	
ϕF_{nv}	2835 kg/cm ²	
#b	2 Pernos	
ϕR_n	28.730 > Vu	Ok

Como podemos apreciar en el diseño de dichas juntas, se utilizarán dos pernos de Clase A (A325) de 1" por cada dovela para unir las juntas de los anillos de avance.

A.4.6 Relleno Anular

El relleno anular se realizará con grout inyectado, el cual debe considerarse con un espesor no menor de 5 cm. Por lo tanto el gap de excavación entre la cabeza de corte y el diámetro del anillo de concreto se rellene completamente (diámetro de Cabeza de Corte es 10.2 metros y Anillo de Dovelas tiene 10.1 metros de diámetro)

Las recomendaciones del manual de túneles de la FHWA indican no sobrepasar una presión de grout mayor de 10 psi (69 kPa) (NHI-FHWA 2009: 10-26)

Además, es importante mencionar que existe una pérdida del volumen de agua en la mezcla de grout. Debido a este efecto, se recomienda diseñar una mezcla de grout con materiales finos como fly ash (MAIDL 2012: 140).

El grout se puede inyectar en el gap entre las dovelas y el escudo protector o también puede inyectarse por medio de orificios entre las dovelas. En este caso se diseñarán dos orificios centrales en las dovelas.

A.5 PLANOS DE SECCIÓN CIRCULAR



A.6 ANÁLISIS BIDIMENSIONAL DEL TRAMO CAVERNA

Por motivos prácticos el tramo de sección caverna tradicional realizado por el método NATM/SEM se analizará en el programa Plaxis 2D con las combinaciones de carga factorizada.

Dicho tramo presenta los siguientes datos sectorizados por subtramo:

Tabla A.11: Resumen Parámetros Tramo Caverna

	SubTramo 1	SubTramo 2	SubTramo 3
Pendiente	3.02 %	-2.08%	0.3%
Longitud (m)	275.3	90	106.5
Profundidad Máx. (m)	24.58	18.14	18.14

Para la evaluación y análisis, tomaremos los valores más críticos de la profundidad del tramo del túnel en sección caverna. A su vez las propiedades del concreto a utilizar serán las siguientes:

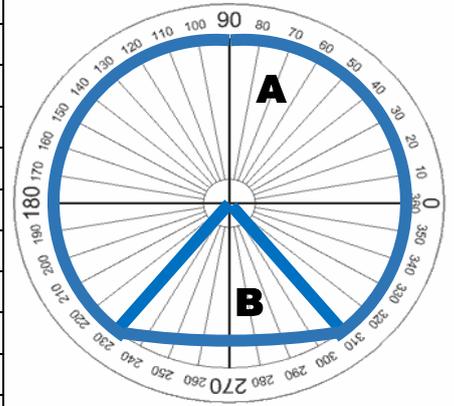
Tabla A.12: Propiedades del Concreto Tramo Caverna

Propiedades del Concreto Armado		
E_c	280624	kg/cm ²
E_s	2000000	kg/cm ²
f_y	2530	kg/cm ²
f'_c	350	kg/cm ²
γ_c	2400	kg/m ³
β₁	0.8	-

De acuerdo a la geometría de la sección en caverna. Ingresamos un túnel con un arco de 6.6 metros y 80° en la contrabóveda. Seguido de una sección circular simétrica de 5.1 metros que define los hastiales y la bóveda del túnel. (Esta sección resulta de esta forma, asumiendo que el contorno del sostenimiento tiene un espesor de 0.5 metros, por lo tanto cumple con el diámetro interno requerido de 9.2 metros).

Tabla A.13: Parámetros Geométricos Sección Caverna

Diseño Geométrico	
Altura Interna (m)	8.35
Altura Externa (m)	9.425
Radio Exterior (m)	5.1
Radio Interior (m)	4.175
Longitud de Sección (m)	1
Espesor (m)	0.55
Radio Bóveda Int (m)	4.53
Radio Contrabóveda Ext (m)	6.43
Longitud de Arco A Int (m)	18.7
Longitud de Arco A Ext (m)	21.36
Longitud de Arco B Int (m)	8.39
Longitud de Arco B Ext (m)	9.65
Peso Arco A (kg)	36749
Peso Arco B (kg)	16546
Peso Total (kg)	53294



A.6.1 Análisis de Esfuerzos y Deformaciones Amplificadas en Plaxis 2D

Figura A.39: Diseño Túnel NATM/SEM

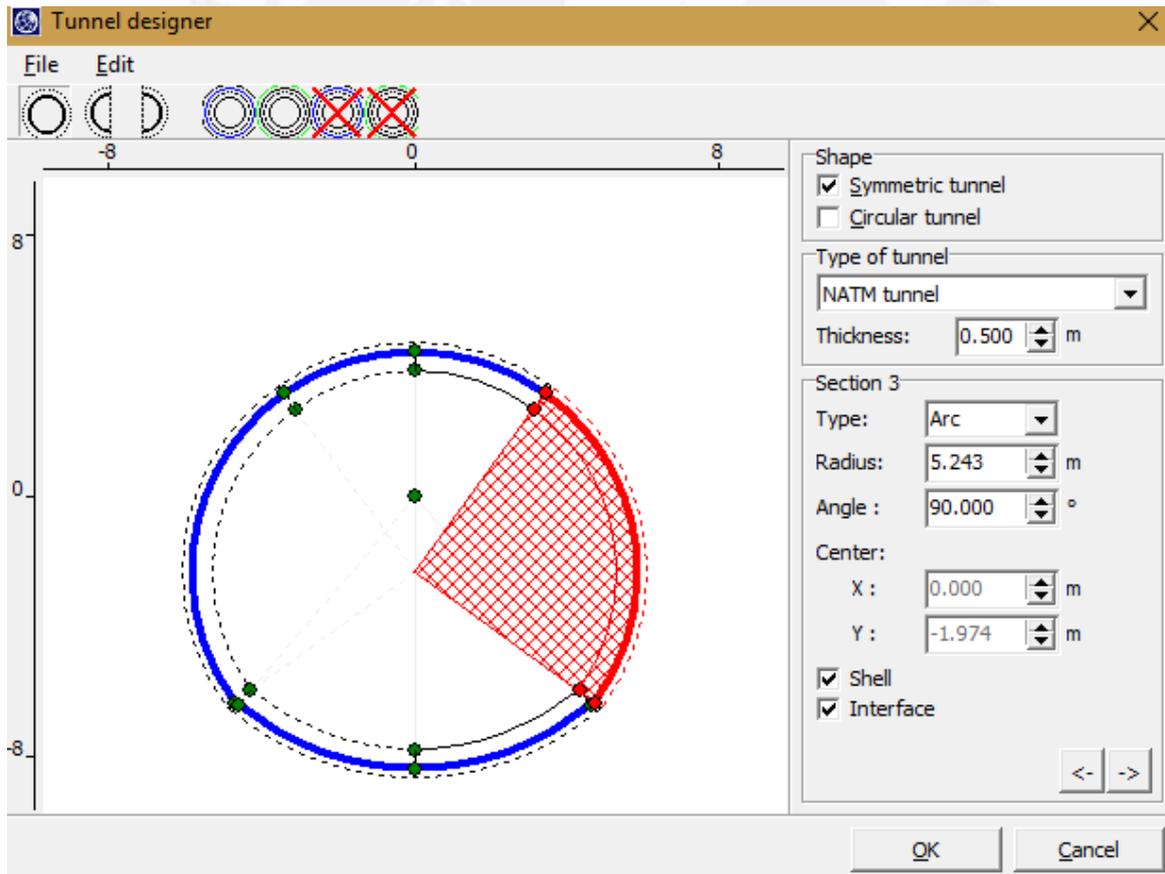
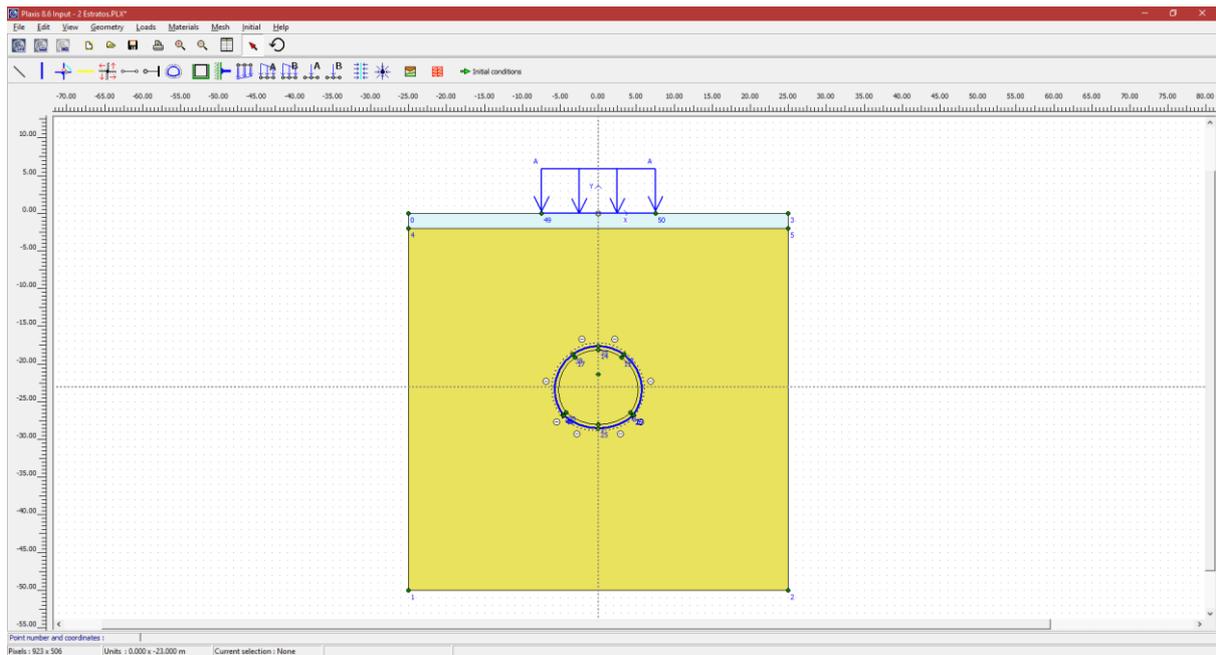


Figura A.40: Datos de Ingreso Sección Caverna Plaxis 2D



$$EA = E \times A = 1.3759 \times 10^7 \frac{KN}{m}$$

$$EI = E \times I = 2.867 \times 10^5 \frac{KNm^2}{m}$$

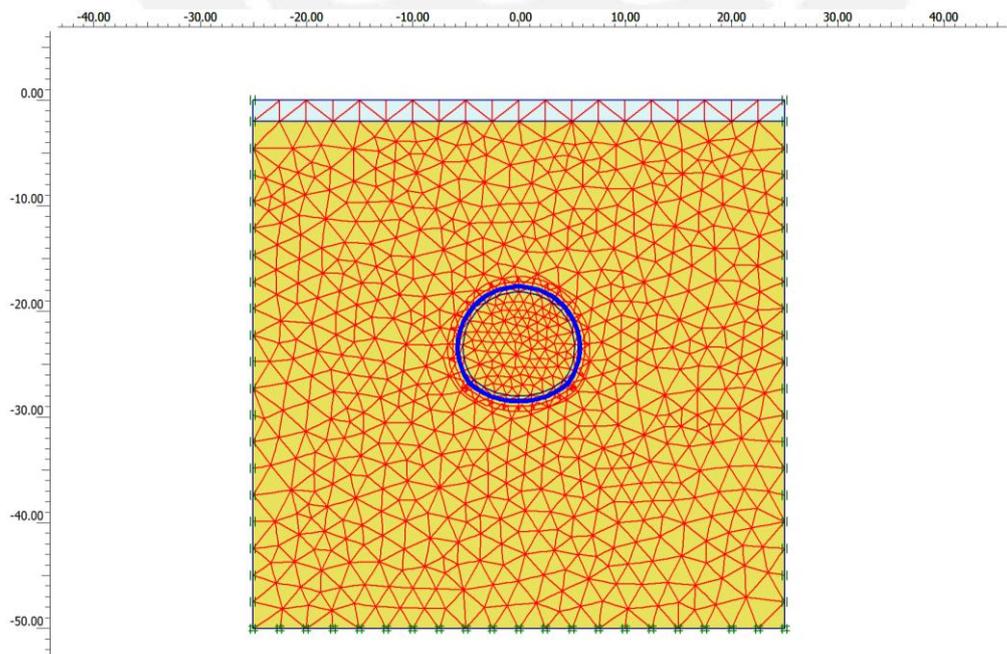
Ecuación A4: Rigidez Normal y Flector

Donde:

$$I = \frac{0.5^3 \times 1}{12} \wedge A = 0.5$$

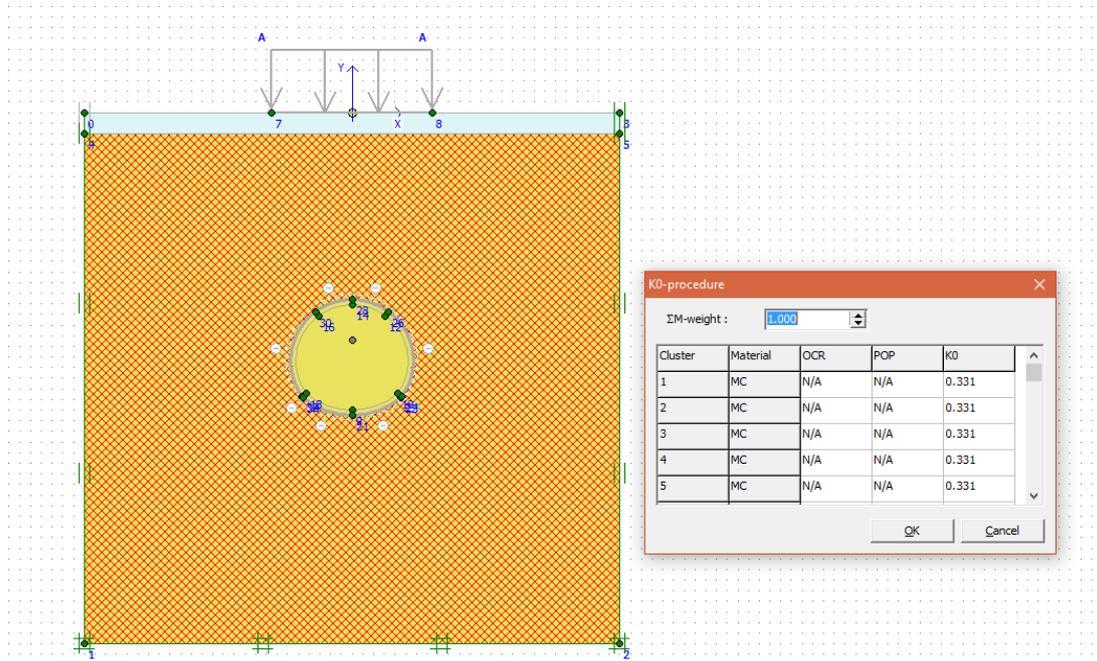
Una vez insertados todos los materiales y plates, procedemos a generar la malla triangular:

Figura A.41: Generación de Malla Sección Caverna



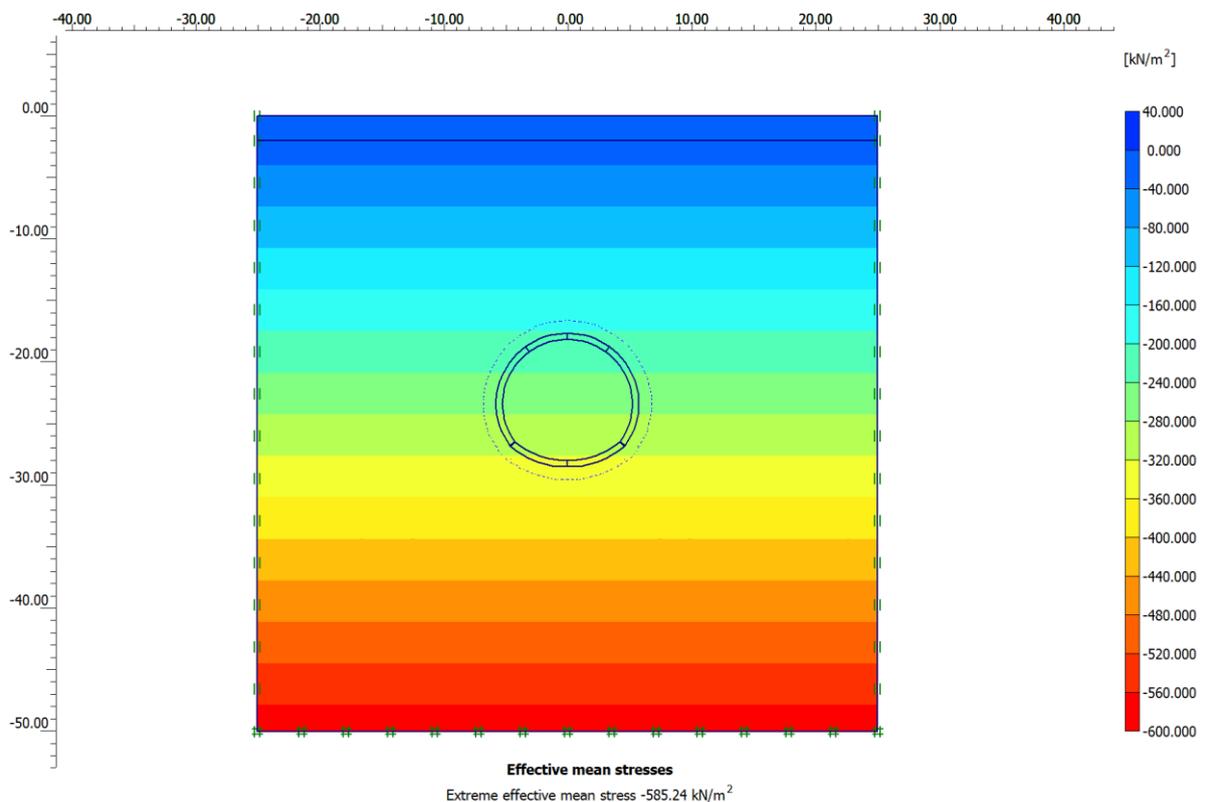
Generamos los esfuerzos efectivos iniciales en el terreno. Tomar en cuenta que en el caso de la sección en caverna solo se consideran dos estratos.

Figura A.42: Generación de Esfuerzos Iniciales Sección Caverna



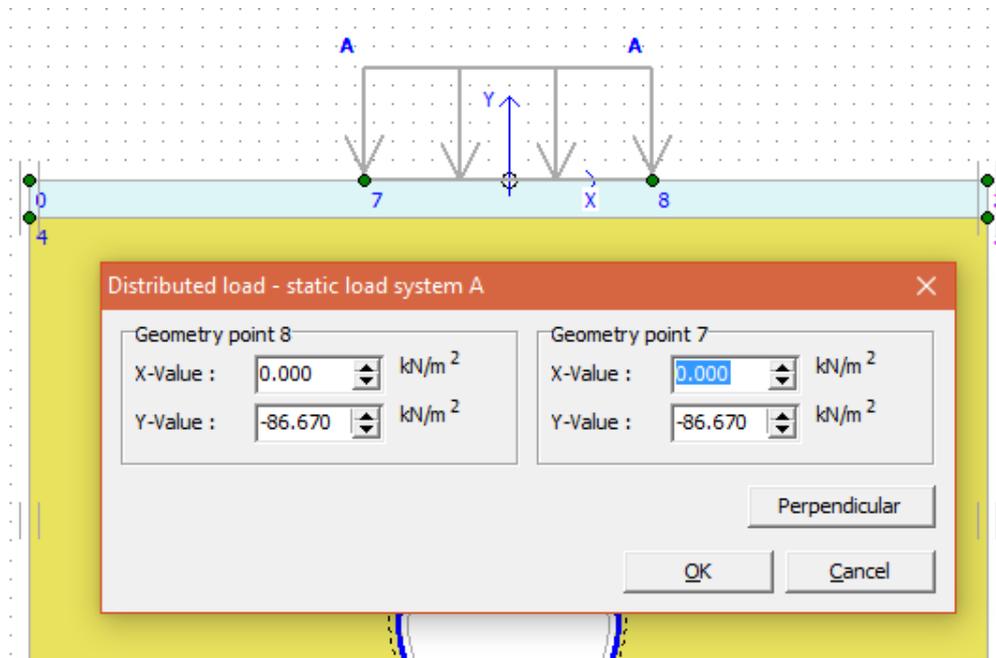
Los esfuerzos efectivos calculados poseen un valor de 585.24 kN/m² en servicio.

Figura A.43: Esfuerzos Efectivos Iniciales Sección Caverna



Finalmente en los cálculos ingresamos el valor de la carga distribuida y las amplificaciones de las combinaciones solicitadas:

Figura A.44: Carga Distribuida Sección Caverna



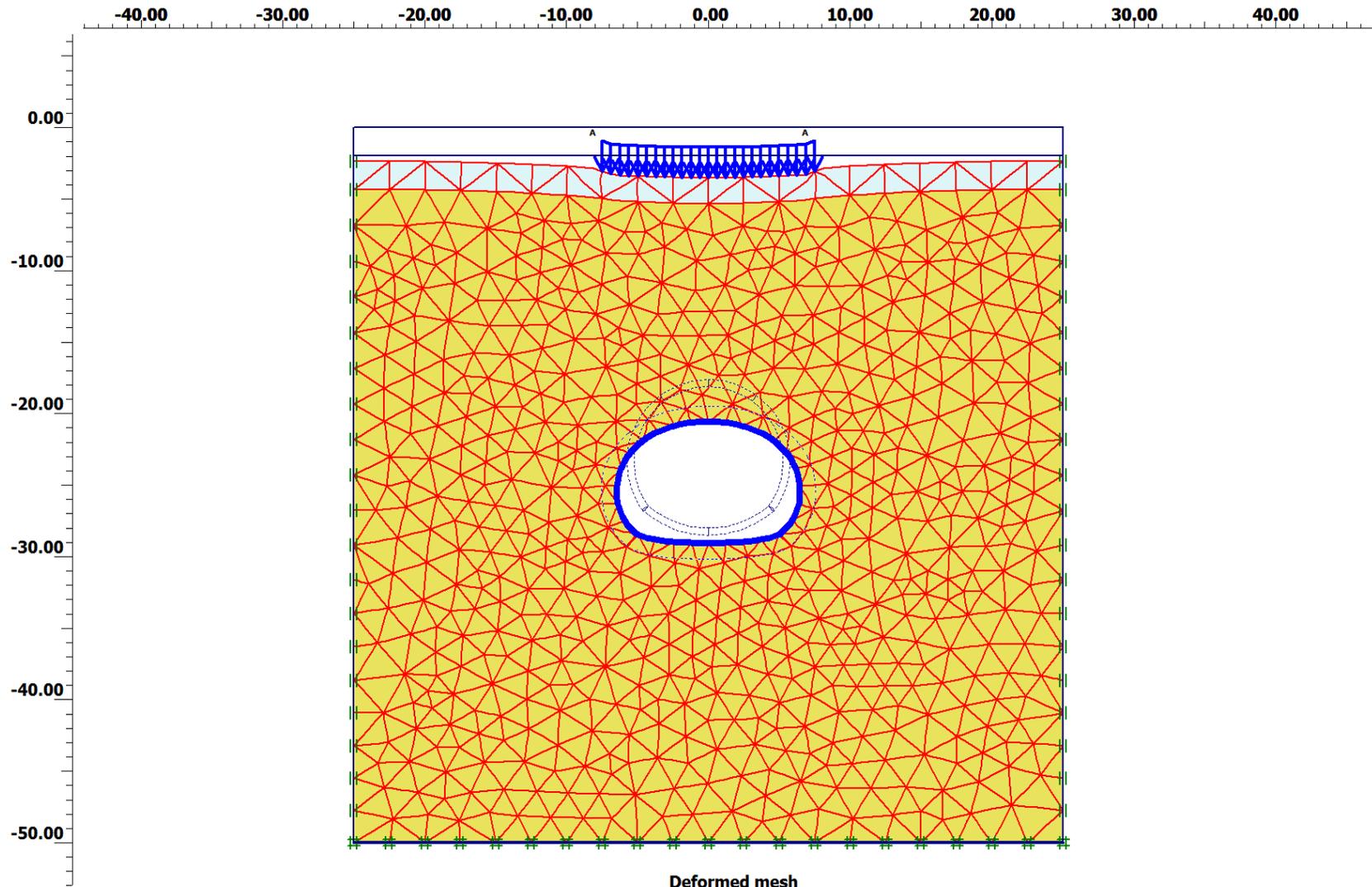
A.6.1.1 Resultados de Deformaciones y Esfuerzos del Tramo en Caverna

La siguiente tabla resume las deformaciones y esfuerzos calculados que interactúan con la sección completa del tramo caverna.

Tabla A.14: Deformaciones y Esfuerzos de Tramo en Caverna

TRAMO Sección Caverna	
Efectos de la Sección Completa	
	(mm)
Deformación Máxima	35.08
Desplazamiento Total Extremo	35.08
Desplazamiento Máximo Ux	7.28
Desplazamiento Máximo Uy	-35.08
	(kPa)
Esfuerzo Efectivo Promedio	-1220.00
Esfuerzo Máximo σ_{xx}	-917.35
Esfuerzo Máximo σ_{yy}	-1821.69
Esfuerzo Máximo σ_{zz}	-917.90
Esfuerzo Máximo σ_{xy}	140.34

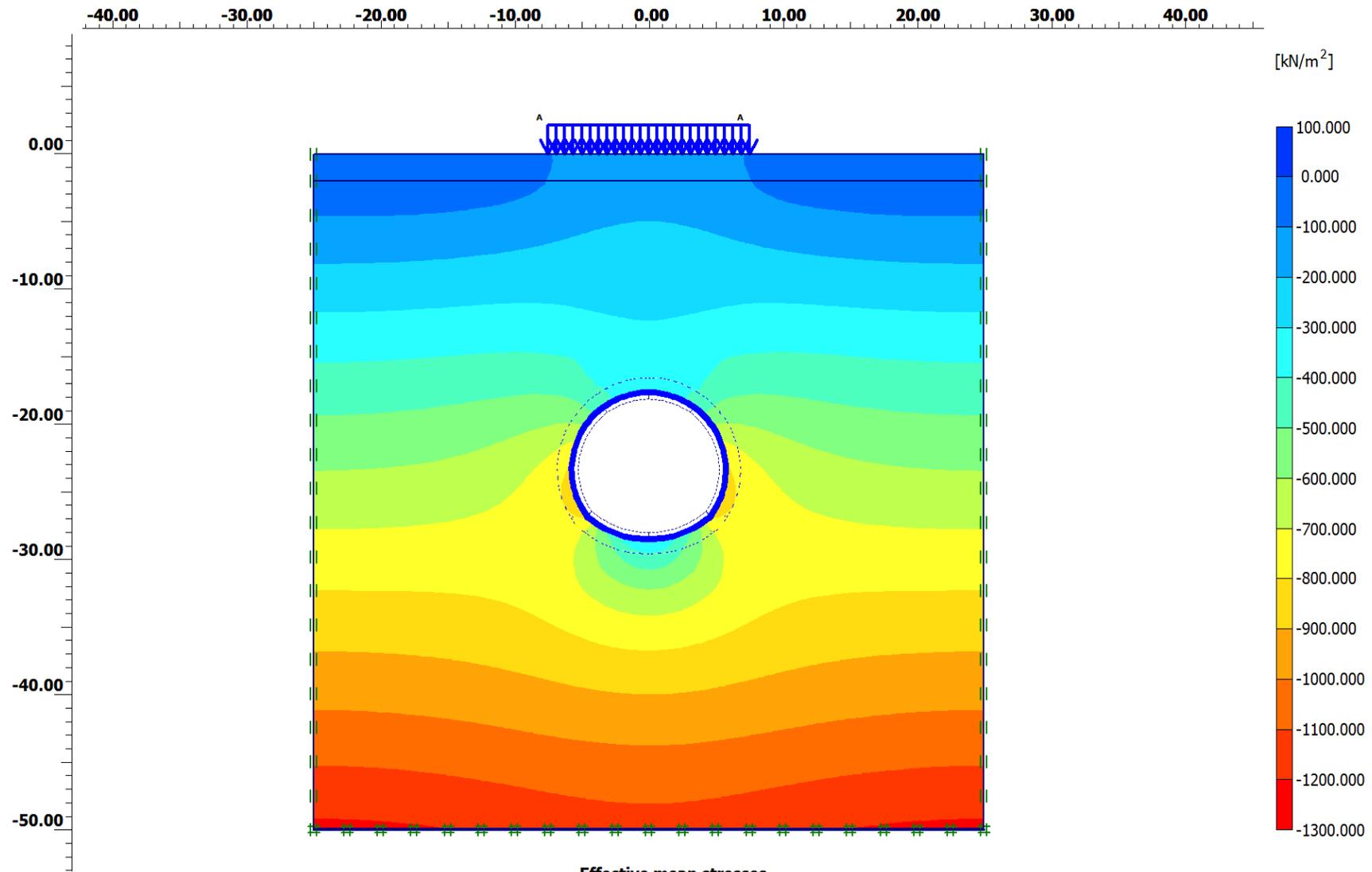
Figura A.45: Deformaciones Amplificadas Sección Caverna



Deformed mesh

Extreme total displacement $35.08 \cdot 10^{-3}$ m
(displacements scaled up 100.00 times)

Figura A.46: Esfuerzos Amplificados Sección Caverna



Effective mean stresses

Extreme effective mean stress $-1.22 \cdot 10^3$ kN/m²

A.6.2 Análisis de Deformación y Esfuerzos del Sostenimiento Primario

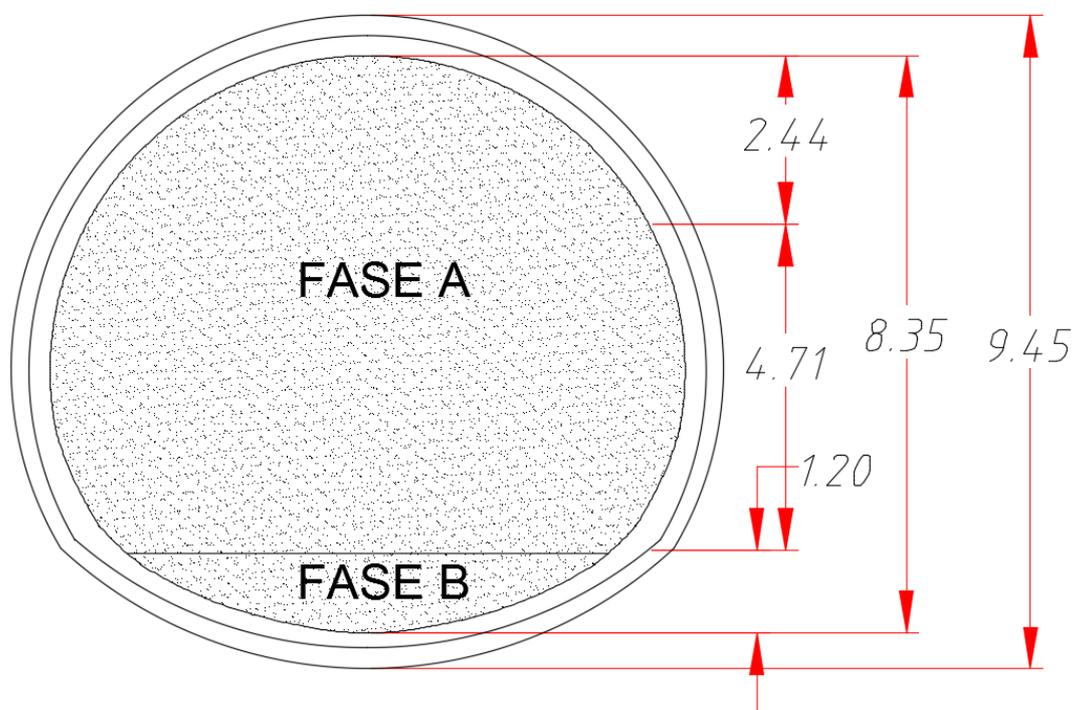
El siguiente paso que es necesario evaluar para el método de NATM/SEM es verificar que la secuencia constructiva cumpla con las solicitaciones exigidas de esfuerzos. A diferencia de la secuencia con hidroescudo, el avance es secuencial y por lo tanto el sostenimiento sufre la desventaja de tener que analizarse en cada una de sus etapas.

En primer lugar, definiremos la secuencia constructiva elegida y con esta analizaremos cada una de las etapas en servicio. Para esto, a diferencia del análisis de la sección completa amplificada, la geometría del túnel va a variar de acuerdo al avance de construcción. Además, las solicitaciones no serán amplificadas por combinaciones de carga debido a que este sostenimiento es temporal.

A continuación se presenta el esquema de la secuencia constructiva del tramo en caverna. Para estas condiciones de construcción se tiene que reducir el espesor del concreto a un valor inicial de 20 cm.

Cabe resaltar que el modelo analizado en el programa tendrá un valor inicial de 20 cm. Sin embargo, este valor aumentará a 25 cm en los detalles del diseño de la estructura metálica que se verá más adelante.

Figura A.47: Secuencia Constructiva NATM/SEM



Generamos la malla y continuamos el proceso de análisis de la misma forma que en los casos anteriores.

Figura A.48: Malla Bidimensional Sostenimiento Primario

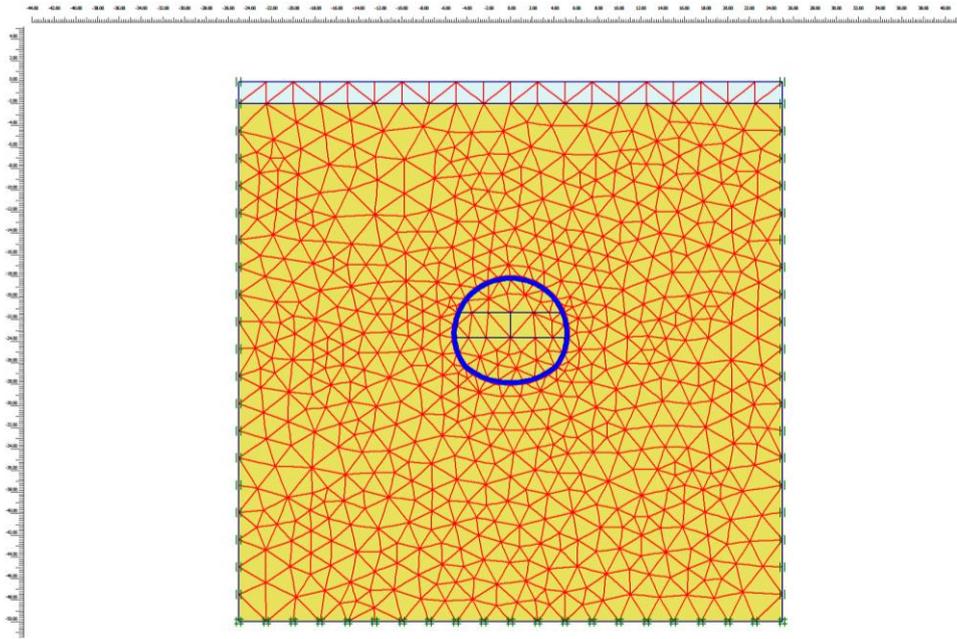
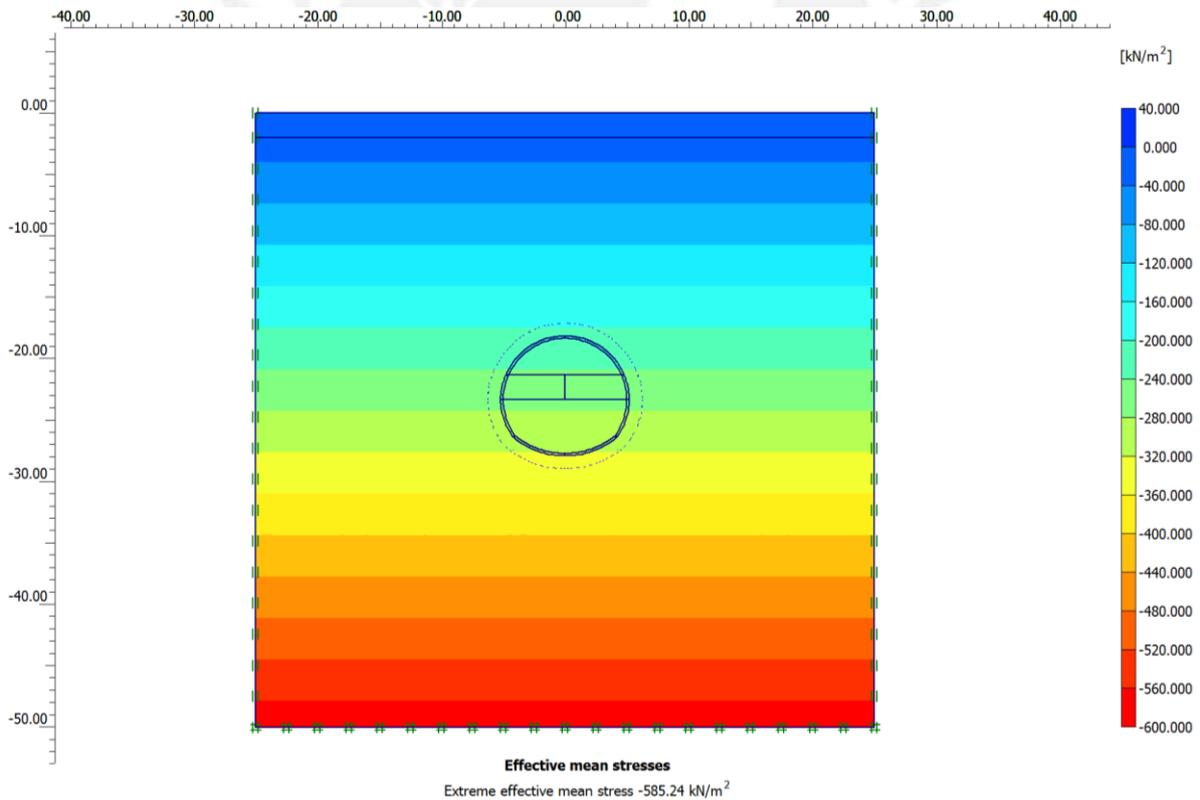


Figura A.49: Esfuerzos Iniciales Sostenimiento Primario NATM/SEM



Una vez llegado a la etapa de cálculos es necesario definir en el programa las cuatro secuencias que se debe ejecutar para el análisis y comportamiento de la estructura bajo solicitaciones en servicio.

A.6.2.1 Modelización del avance de Excavación bajo el Método β

Uno de los inconvenientes presentados en la modelización bidimensional sucede al presentarse colapso en cada una de las etapas de avance de las excavaciones, lo cual sucede porque se analiza los esfuerzos de forma definitiva, sin considerar que las excavaciones por etapas se realizan por periodos cortos de tiempo.

Afortunadamente para los análisis con programas de elementos finitos bidimensionales se puede emplear el “método β ” de reducción de esfuerzos implementado por Schikora y Fink en 1982, el cual permite reducir los esfuerzos durante la excavación temporal sin sostenimiento de las etapas de construcción por el método NATM/SEM. Esto simularía la excavación con reducción de esfuerzos como en los casos de programas de MEF tridimensionales.

La siguiente tabla representa los valores de β interpretados por (Möller 2006: 85), quien recogió y resumió los diferentes valores empíricos de β de diversas fuentes:

Tabla A.15: Factores de Descarga β en Secciones Tipo Caverna

d	1.5D	D	0.5D	0.25D	0.125D	0
β	0.0	0.02	0.11	0.23	0.41	0.72

Donde:

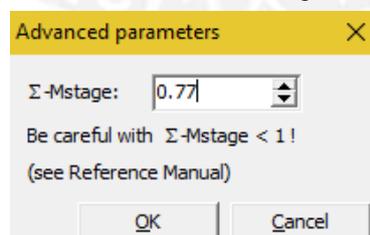
d: Longitud de avance excavado

D: Diámetro de excavación

β : Factor de descarga

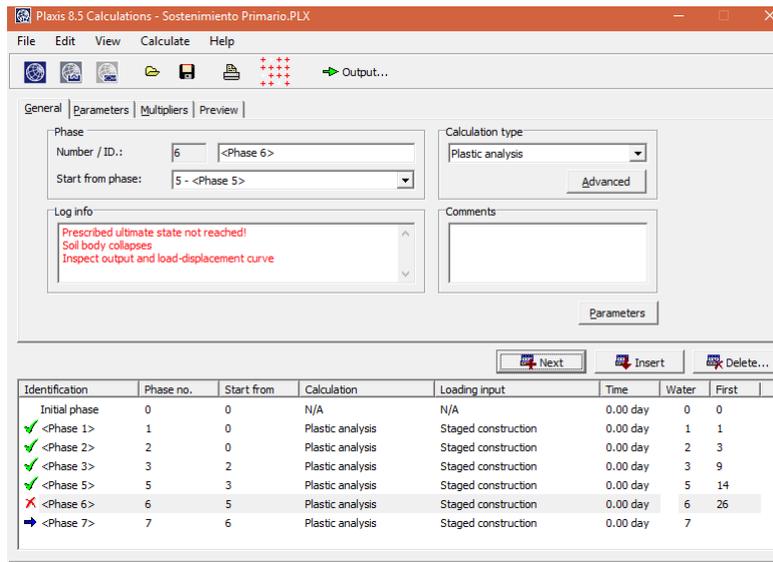
Dentro del programa *calculations* del Plaxis 2D es necesario definir dos fases iniciales de la zona excavada sin sostenimiento y luego con sostenimiento respectivamente. Sin embargo, en este caso será necesario variar los valores de $\Sigma M\text{-Stage} = 1 - \beta$ durante la fase sin sostenimiento.

Figura A.50: Configuración de Parámetro $\Sigma M\text{-Stage} = 1 - \beta$ en método NATM/SEM



Sin embargo, evaluar los valores $\Sigma M\text{-Stage}$ para cada etapa es un proceso iterativo que requiere variar cada valor de β para cada etapa de excavación de forma que se evalúe cuáles son las longitudes de avance recomendadas y seguras con respecto al desplazamiento de los suelos.

Figura A.51: Esquema iterativo del análisis plástico de cada fase NATM/SEM



Dentro de este análisis secuencial, se ha determinado que el efecto de subsidencia es el efecto predominante que determina que la estructura falle durante la etapa de excavación. Por este motivo se ha presentado la siguiente tabla donde se resume las longitudes de avance y los valores de β y ΣM -Stage que no implican un colapso.

Tabla A.16: Parámetros de seguridad sin Sostenimiento

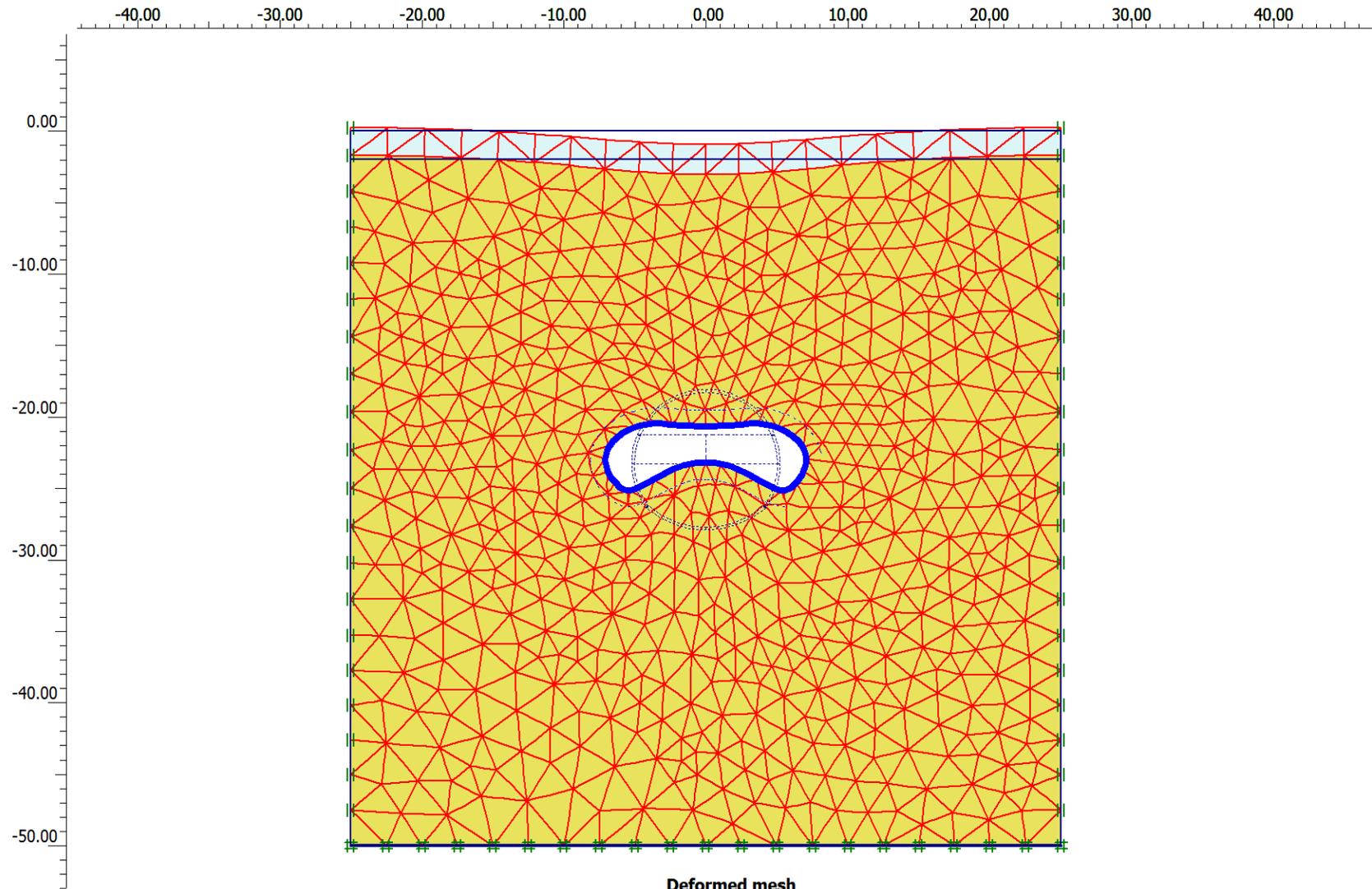
Secuencia Constructiva	Long. De Avance (m)	Alt. (m)	β	ΣM -Stage
Etapa I	0.273	2.334	0.64	0.36
Etapa II	0.416	2.296	0.476	0.524
Etapa III	0.416	2.296	0.476	0.524
Etapa IV	1	3.82	0.4	0.6

Para tales casos estas son las longitudes máximas permitidas sin sostenimiento para cada una de las etapas de excavación.

A.6.2.2 Resultados de Deformaciones y Esfuerzos del Sostenimiento Primario

A continuación presentamos los resultados del sostenimiento primario de 20 cm de espesor.

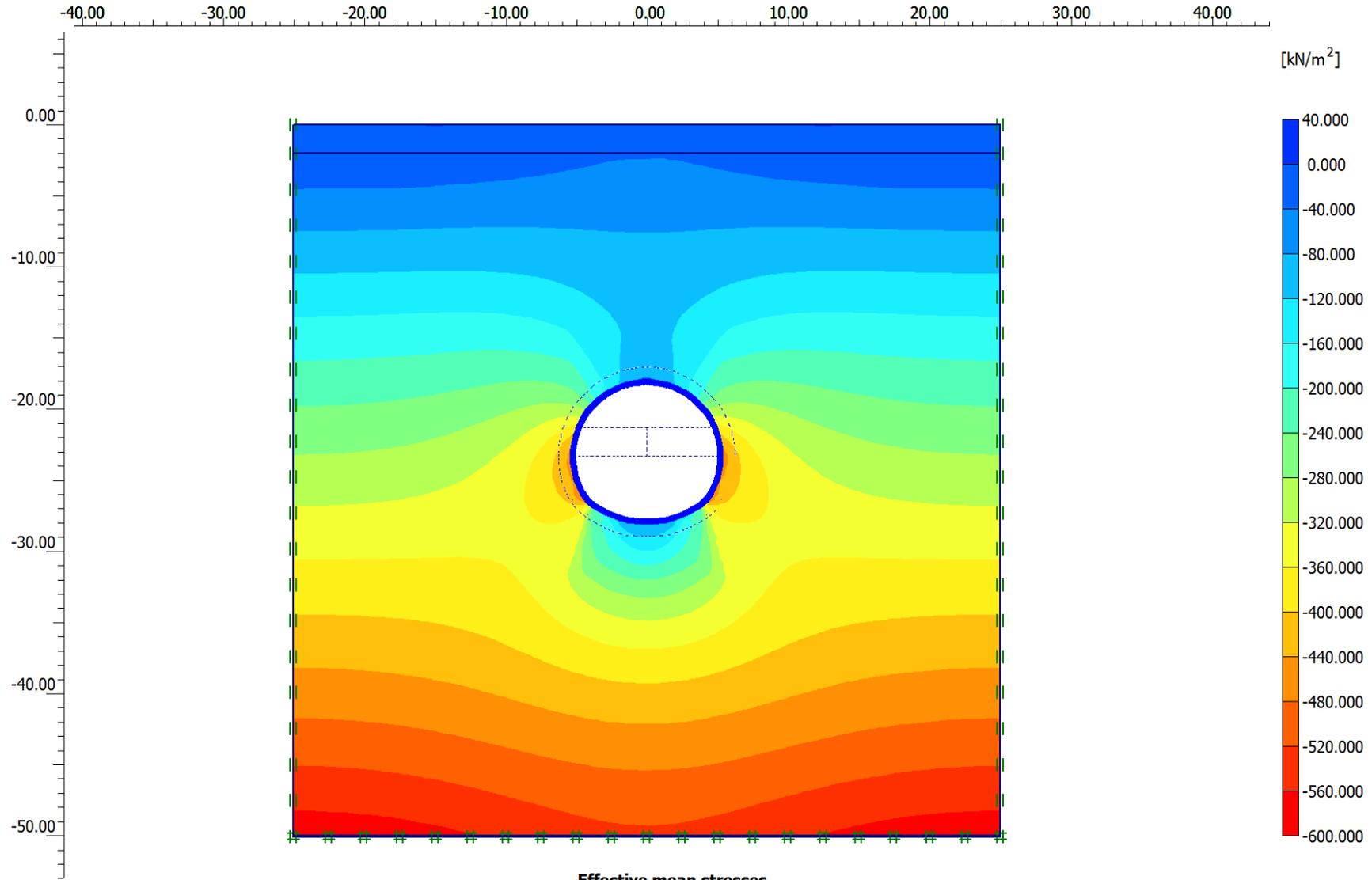
Figura A.52: Malla deformada Sostenimiento Primario NATM/SEM



Deformed mesh

Extreme total displacement $9.38 \cdot 10^{-3}$ m
(displacements scaled up 500.00 times)

Figura A.53: Esfuerzos Efectivos Sostenimiento Primario NATM/SEM



Extreme effective mean stress -583.65 kN/m²

Tabla A.17: Resultados de las Deformaciones y Esfuerzos Máximos Sostenimiento Primario

TRAMO Sostenimiento Primario	
Efectos de la Sección Completa	
	(mm)
Deformación Máxima	9.38
Desplazamiento Total Extremo	9.38
Desplazamiento Máximo Ux	3.67
Desplazamiento Máximo Uy	9.38
	(kPa)
Esfuerzo Efectivo Promedio	-583.65
Esfuerzo Máximo σ_{xx}	-448.63
Esfuerzo Máximo σ_{yy}	-1051.94
Esfuerzo Máximo σ_{zz}	-389.45
Esfuerzo Máximo σ_{xy}	104.58

Durante la etapa de excavación del sostenimiento podemos apreciar la deformación máxima que se presenta en el modelo, igual a 9.38 mm en la parte inferior del túnel (contrabóveda). Dicho efecto de subsidencia representa un levantamiento admisible del suelo.

Por otro lado, los esfuerzos máximos se presentan en la parte inferior de los hastiales izquierdo y derecho con un valor de 45.73 Tn/m². Es necesario mencionar que los esfuerzos promedio y en el eje y no entran en el análisis debido a que se presentan a una profundidad de 50 m del túnel.

A.7 DISEÑO DEL SOSTENIMIENTO PRIMARIO

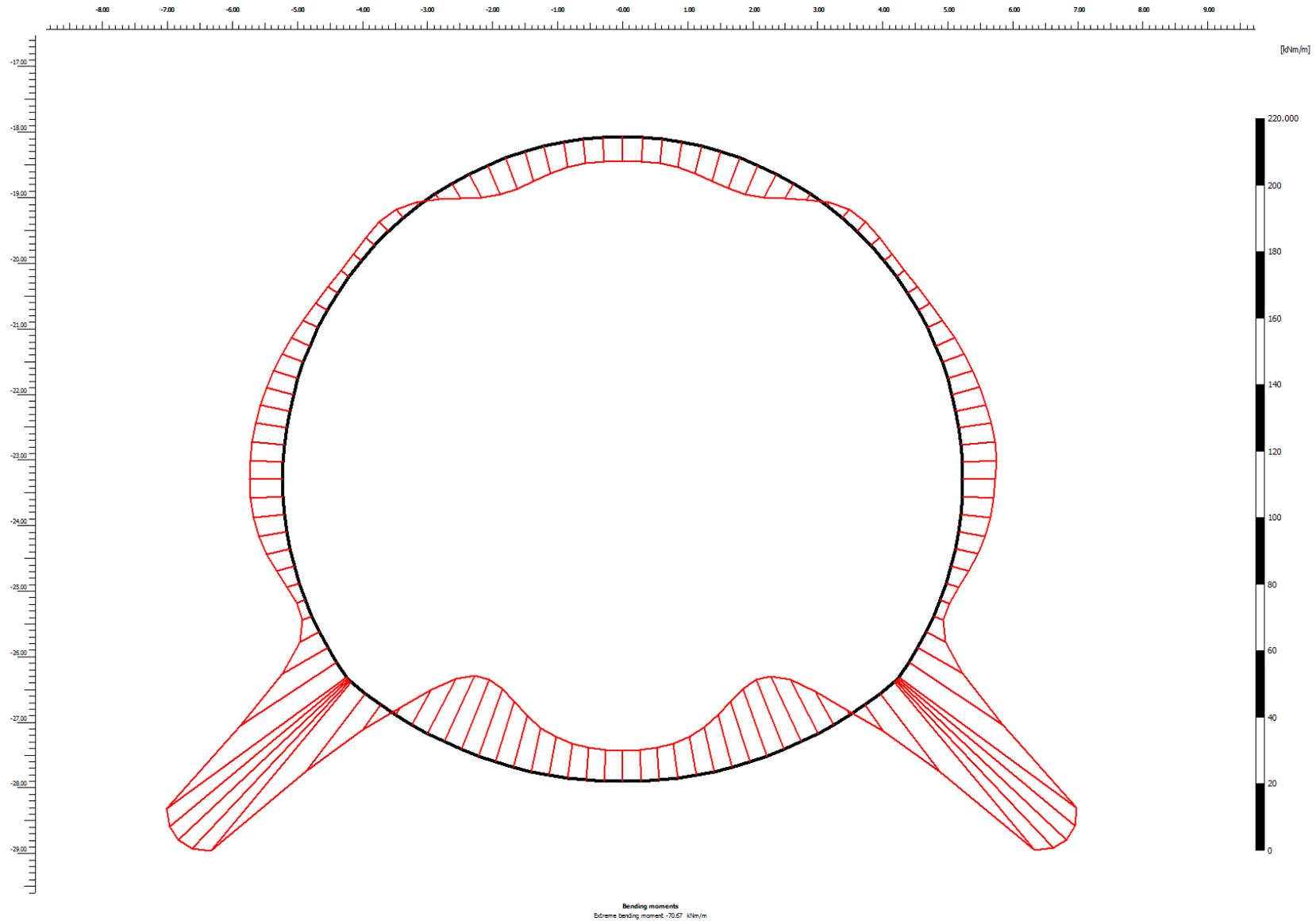
A.7.1 Diagramas de Momento Flector, Fuerza Cortante y Normal

La primera fase del diseño será evaluar los diagramas de momento flector, fuerza cortante y fuerza normal de la estructura. Estos resultados nos permitirán obtener los estados de fuerza última que serán necesarios para el diseño.

Hay que tomar en cuenta que los momentos flectores están invertidos, considerar que el momento positivo figura en la parte superior, en lugar de que este se muestre ejerciendo en el sentido inferior (situación real). Además, los resultados están representados como una fuerza constante por metro lineal de avance.

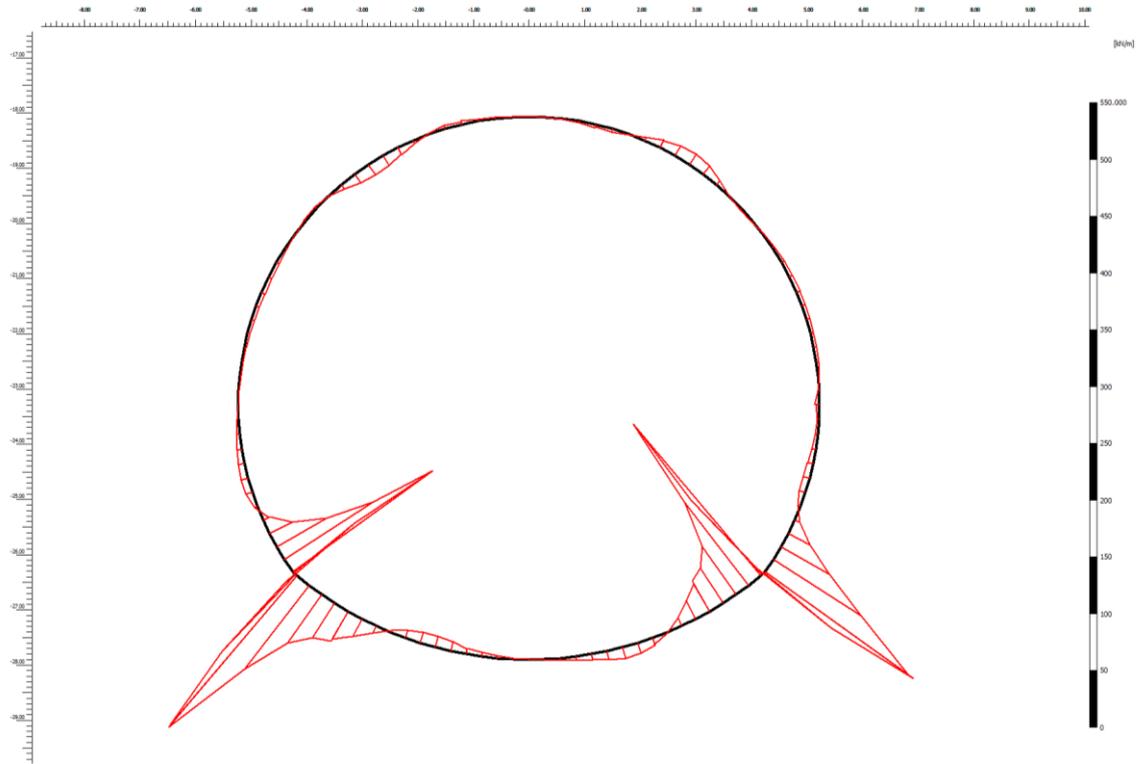
A.7.1.1 Diagrama de Momento Flector

Figura A.54: Diagrama de Momento Flector Sostenimiento Primario



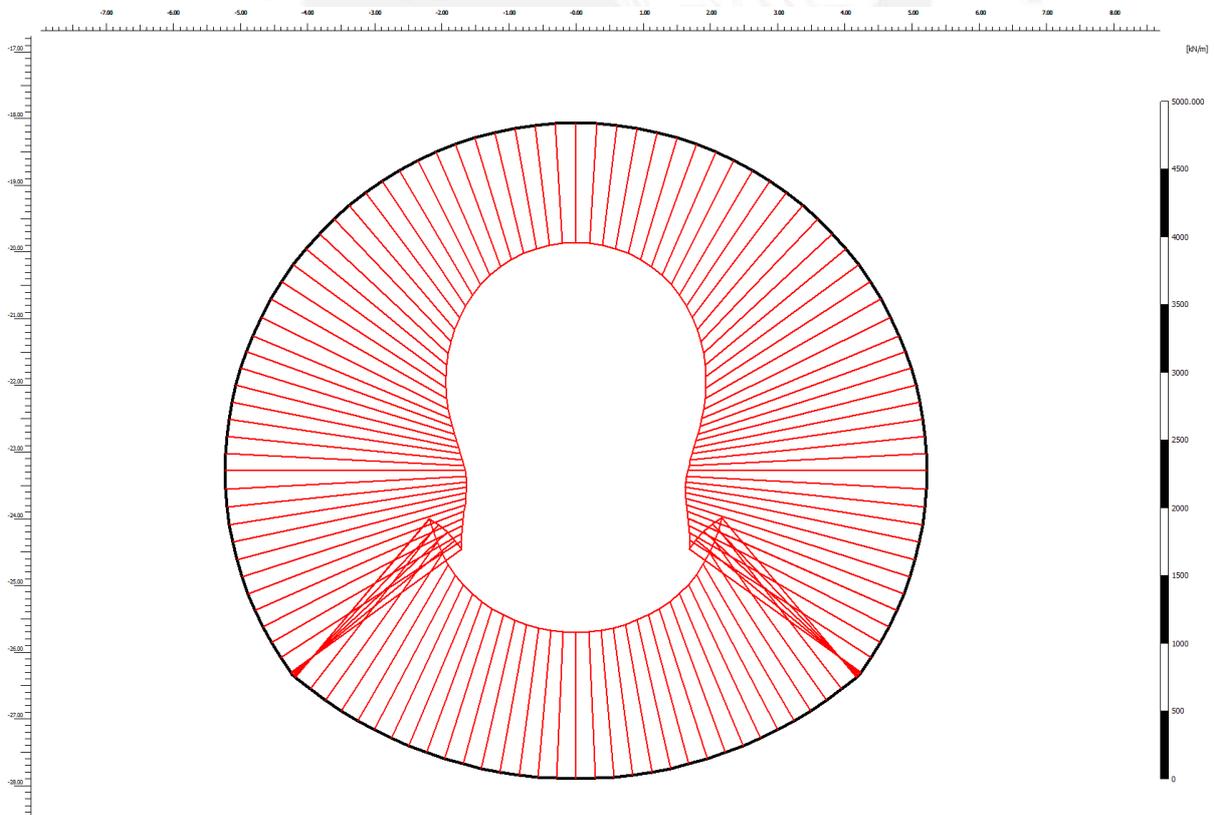
A.7.1.2 Diagrama de Fuerza Cortante

Figura A.55: Diagrama de Fuerza Cortante Sostenimiento Primario



A.7.1.3 Diagrama de Fuerzas Normales

Figura A.56: Diagrama de Fuerza Axial Sostenimiento Primario



A.7.1.4 Tabla de Resultados de Diagramas

Tabla A.18: Diagramas de Fuerza y Momentos Sostenimiento Primario

Ele mento	X	Y	N	Q	M	Ele mento	X	Y	N	Q	M
	[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]		[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/
1	4.81386	-21.255	-1569.899	3.807	-6.135	3	5.051593	-24.616	-1736.528	-5.768	-5.562
	4.686229	-20.977	-1526.469	3.245	-5.070		5.11445	-24.354	-1749.568	-5.025	-7.000
	4.542583	-20.707	-1481.478	2.789	-4.132		5.11445	-24.354	-1749.302	-4.838	-7.000
	4.383413	-20.446	-1434.809	1.995	-3.401		5.163518	-24.090	-1757.773	-3.748	-8.200
	4.209261	-20.195	-1386.345	0.419	-2.999		5.198663	-23.823	-1760.923	-2.124	-8.949
	4.209261	-20.195	-1387.186	0.510	-2.999		5.219789	-23.554	-1758.173	-1.335	-9.418
	4.020725	-19.955	-1338.540	-0.939	-3.051		5.226837	-23.285	-1748.944	-2.750	-9.887
	3.818447	-19.725	-1290.858	-1.595	-3.516	4	4.17812	-26.379	-1532.115	-169.986	-66.079
	3.603119	-19.508	-1243.500	-0.152	-3.812		4.196346	-26.363	-1544.267	-89.494	-69.253
	3.375477	-19.304	-1195.826	4.692	-3.239		4.213546	-26.346	-1551.523	-7.358	-70.438
	3.375477	-19.304	-1196.493	4.194	-3.239		4.229654	-26.327	-1553.687	76.151	-69.601
	3.136299	-19.114	-1149.452	9.177	-1.104		4.244611	-26.308	-1550.568	160.760	-66.709
	2.886402	-18.938	-1104.821	11.032	2.049		0	-27.900	-1075.999	0.303	9.264
	2.626641	-18.776	-1062.910	10.063	5.348	5	0.283526	-27.894	-1078.092	0.813	9.411
	2.357903	-18.631	-1024.028	6.574	7.951		0.566512	-27.875	-1083.716	1.841	9.773
	2.357903	-18.631	-1024.568	7.290	7.951		0.84842	-27.844	-1092.762	3.420	10.507
	2.081107	-18.501	-990.030	2.917	9.522		1.128713	-27.801	-1105.116	5.579	11.768
	1.797198	-18.387	-960.603	-0.812	9.782		1.128713	-27.801	-1105.100	4.421	11.768
	1.507147	-18.291	-935.826	-2.859	9.197		1.406858	-27.746	-1119.749	8.206	13.594
	1.211946	-18.211	-915.241	-2.184	8.330		1.682324	-27.679	-1137.411	10.107	16.252
	1.211946	-18.211	-915.409	-3.138	8.330		1.954588	-27.599	-1158.515	9.686	19.105
	0.912602	-18.149	-899.197	-1.492	7.658		2.223131	-27.508	-1183.491	6.500	21.478
	0.61014	-18.105	-887.507	-0.738	7.317		2.223131	-27.508	-1183.430	6.149	21.478
	0.305592	-18.078	-880.386	-0.351	7.170		2.487442	-27.405	-1213.047	1.148	22.659
	0	-18.069	-877.881	0.195	7.128		2.747019	-27.291	-1247.244	-7.715	21.725
	2	5.226837	-23.285	-1746.880	-4.384		-9.887	3.001366	-27.166	-1286.266	-18.105
		5.220298	-23.024	-1739.361	-0.809	-10.523	3.25	-27.029	-1330.356	-27.688	11.571
		5.200698	-22.765	-1726.895	1.274	-10.444	3.25	-27.029	-1329.121	-30.731	11.571
5.168087		-22.506	-1709.739	2.229	-9.958	3.492448	-26.882	-1379.081	-36.569	1.827	
5.122546		-22.249	-1688.151	2.418	-9.343	3.728247	-26.724	-1427.619	-51.376	-9.751	
5.122546		-22.249	-1688.576	2.636	-9.343	3.956949	-26.557	-1477.831	-91.792	-29.722	
5.06419		-21.995	-1663.256	2.719	-8.656	4.17812	-26.379	-1532.816	-174.457	-66.079	
4.993166		-21.744	-1634.961	3.073	-7.898						
4.909652		-21.498	-1603.632	3.433	-7.055						
4.81386		-21.255	-1569.211	3.533	-6.135						
3	4.244611	-26.308	-1548.626	154.730	-66.709						
	4.39712	-26.086	-1581.129	91.477	-34.130						
	4.537805	-25.857	-1613.917	48.772	-15.523						
	4.666283	-25.620	-1644.622	21.551	-6.492						
	4.782201	-25.377	-1670.876	4.748	-3.057						
	4.782201	-25.377	-1672.243	4.987	-3.057						
	4.885241	-25.128	-1697.566	-2.462	-2.857						
4.97512	-24.874	-1719.095	-5.481	-3.960							

Tal como podemos apreciar los resultados de los diagramas, podemos determinar que los resultados presentan una mayor concentración de fuerza cortante y momento flector en el conector inferior de la unión de la contrabóveda con el hastial. Dicho elemento determinará el Vu y Mu de diseño: 174.46 KN y 70.438 KN.m respectivamente.

Por otro lado el valor de Pu se concentra con mayor incidencia en el hastial central y tiene un valor máximo de 1746.88 KN

A.7.2 Diseño de Estructura Metálica Compuesta

Para fines prácticos se realizarán las conversiones respectivas de las fuerzas y momentos últimos y se trabajará con las unidades inglesas.

Tabla A.19: Conversión de Unidades de Propiedades del Sostenimiento

Propiedades Sostenimiento		
Ec	4338	Ksi
Es	29000	Ksi
fy	36	Ksi
fc	5	Ksi
yc	0.0867	lb/in ³
β1	0.8	-
Mu	623.43	Kips*in
Pu	392.71	Kips
Vu	39.22	Kips
Arco L1	191.73	Pulg
Arco L2	94.61	Pulg
Arco L3	96.14	Pulg

El diseño de esta estructura compuesta comprende una estructura metálica armada de cuatro perfiles angulares metálicos sumergida centralmente en concreto proyectado de 20 cm de ancho por 1 metro de longitud de avance. Esta sección típica se deberá diseñar considerando los criterios del manual de estructuras metálicas del AISC.

A.7.2.1 Diseño de la Sección Armada

La sección armada se construirá con Acero ASTM A36 por el método de LRFD de la AISC, está deberá cumplir en primer lugar con el criterio de estructura compacta para perfiles angulares, siendo:

$$\frac{b}{t} < 0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Ecuación A5: Criterio de Elementos Compactos

Donde b = ala del perfil angular, t = espesor del ángulo.

Escogiendo cuatro perfiles L 2½x2½x½ obtenemos:

$$\frac{b}{t} = \frac{2.5}{0.5} = 5 < 0.45 \sqrt{\frac{29000}{36}} = 12.77 \text{ Ok, perfil compacto}$$

A.7.2.2 Verificación por Pandeo Compresión Axial

A continuación es necesario evaluar la resistencia de la sección a la compresión, debido a que la estructura compuesta normalmente falla por pandeo flexo-torsional. Dadas las siguientes expresiones del (AISC 2011: I2) debemos determinar la verificación por pandeo y compresión axial:

$$P_{no} = F_y \cdot A_s + F_y \cdot A_{sr} + 0.85f'_c \cdot A_c$$

Ecuación A6: Resistencia a la Compresión Nominal

$$P_e = \frac{\pi^2 \cdot EI_{eff}}{(KL)^2}$$

Donde:

$$EI_{eff} = EI_s + 0.5EI_{sr} + C_1E_cI_c$$

$$C_1 = 0.1 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.3$$

Ecuación A7: Resistencia al Pandeo Elástico para una Sección Compuesta

La resolución de dicha verificación se adjunta en la siguiente hoja de cálculo:

Figura A.57: Verificación por Pandeo Sostenimiento Primario

Compresión Ultima Pu = 392.71 Kips				Verificación por Pandeo	
As	9.04	$EI_{eff} = EI_s + 0.5EI_{sr} + C_1E_cI_c$ $C_1 = 0.1 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right)$		L2.5x2.5x.5	
Ac	300.802			r (in)	0.735
Ag	309.842			lxx (in4)	1.22
C1	0.15835 < 0.3			larm (in4)	46.551
Eis	1349975			As (in2)	2.26
0.5EIsr	0	Aarm (in2)	9.04		
C1Eclc	1098584	rarm (in)	2.269		
EI	2448559 Ksi x In	lc	1599.221		
Evaluando el Pandeo Elastico					
$P_e = \frac{\pi^2 \cdot EI_{eff}}{(KL)^2}$					
K	0.65	Recomendación del AISC Apéndice 7 Tabla C-A-7.1			
L1 (in)	191.73				
Pe	1555.98 Kips				
Sea la resistencia a la Compresión Nominal			Dado que		
$P_{no} = F_y \cdot A_s + F_y \cdot A_{sr} + 0.85f'_c \cdot A_c$			$\frac{KL}{r} = 0.65 * \frac{191.73}{2.269} = 54.92 < 134$		
Fy	36	AISC I2-2			
As	9.04	Sea $P_n = P_{no} \cdot (0.658 \frac{P_{no}}{P_e})$ $\frac{P_{no}}{P_e} < 2.25$			
Asr	0				
fc	5				
Ac	300.802	Pn	1041.83 Kips		
Pno	1603.85	φ	0.75		
		φPn	781.37 > 392.71 Ok		
Estructura cumple por compresión axial					

A.7.2.3 Verificación por Flexión Amplificada

La ecuación A-8-1 del Manual del AISC establece la necesidad de amplificar los momentos últimos en los casos que exista una combinación del momento con fuerzas axiales.

Ecuación A8: Amplificación del Momento

$$M_{u\max} = B_1 \cdot M_{nt} + B_2 \cdot M_{lt}$$

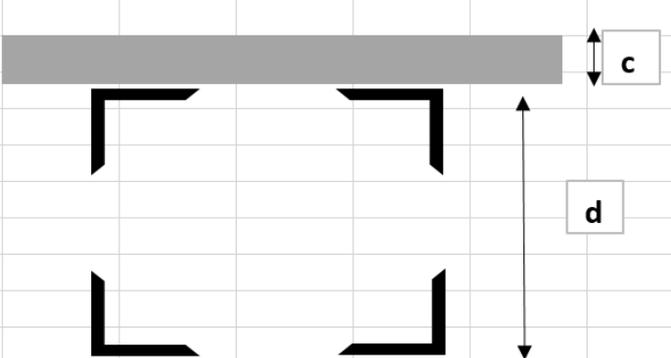
Es importante mencionar que $B_2 = 0$ ya que este análisis no cumple para amplificación de estructuras soportadas en distintos niveles.

Sea:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}}$$

Sean los siguientes cálculos necesarios para evaluar el diseño por flexión.

Figura A.58: Diseño por Flexión Sostenimiento Primario

Momento Último Mu: 623.428 Kipsxln			
Amplificación del Momento			
$M_{u\max} = B_1 \cdot M_{nt} + B_2 \cdot M_{lt}$			
$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}}$			
α	1		
P_r	392.71		
P_e	1554.39		
B_1	1.33805351		
B_2	0		
M_u	623.428		
Mu max	834.18002 Kipsxln		
Diseño por Flexion		$A_s = \frac{M_{u\max}}{\phi F_y \left(\frac{d}{2} + c - \frac{a}{2} \right)} \quad F_c = F_y$ $\beta_1 \times f'_c \times b \times c = A_s \times F_y$	
A_s	9.04	b	39.37 in
ϕ	0.9	c	2.07 in
f_y	36	d	6 in
β_1	0.8	a	1.65336 in
f_c	5		
F_c	325.46		
F_y	325.44		
ϕM_n	1241.88 > Mu Ok		

A.7.2.4 Verificación por Corte

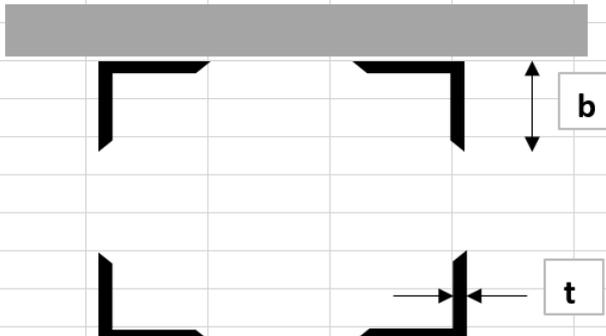
El manual del AISC establece que el diseño de una sección compuesta por corte debe calcularse basándose en una de las siguientes premisas:

- Resistencia al Corte del Capítulo G del AISC
- Resistencia al Corte basándose sólo en la estructura del concreto bajo los criterios del ACI 318
- Resistencia al Corte Nominal del Acero del capítulo G del AISC más la resistencia nominal del acero de refuerzo según el ACI 318

En el caso del diseño del sostenimiento, se realizará el cálculo bajo la primera premisa dadas las siguientes expresiones del capítulo G2 del AISC:

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v \quad \frac{h}{t_w} \leq 1.1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} \Rightarrow C_v = 1$$

Figura A.59: Verificación de Fuerza Cortante Sostenimiento Primario

Cortante Último Vu: 39.22 Kips		
$V_n = 0.6F_y A_w C_v$		
Verificación de b/t		
$\frac{h}{t_w} \leq 1.1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} \Rightarrow C_v = 1$		
b	2.5	
t	0.5	
Kv	1.2	
E	29000	
Fy	36	
1.1Raiz KvE/Fy	34.2004	>b/t
b/t	5	
Cv	1	
Calculo de Cortante		
Aw	5	
Vn	108	
φ	0.75	
φVn	81	>Vu

A.7.2.5 Diseño de Conexiones Empotradas

Las bases y conexiones del marco deberán diseñarse sistemáticamente siguiendo los pasos descritos para diseñar conexiones que admiten momento y fuerza cortante combinadas. El libro de Segui redacta claramente los pasos a seguir para el diseño de estas uniones (Segui 2013: 561).

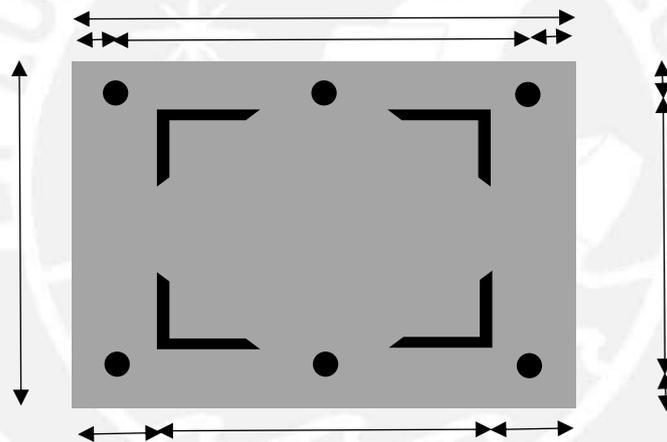
1. Se determinan los momentos últimos en los extremos, en el caso del sostenimiento de los arcos se tomará los valores críticos de:

Tabla A.20: Solicitaciones en las Conexiones Sostenimiento Primario

Fuerzas y Momentos en Conexiones		
M _u	584.86	Kips*in
P _u	392.71	Kips
V _u	39.22	Kips

2. Se selecciona un plantilla de diseño de prueba de las conexiones, donde se determinará las dimensiones y ubicaciones preliminares de la platina y pernos:

Figura A.60: Esquema Preliminar de Conexiones Sostenimiento Primario



3. Determinar el diámetro de los pernos de anclaje. Debe cumplirse la siguiente expresión:

Ecuación A9: Resistencia de Pernos en Tracción

$$M_u = 3\phi F_t \left(\frac{\pi d_b^2}{4} \right) h_1 \rightarrow d_b = \sqrt{\frac{4M_u}{3\phi F_t h_1}}$$

Para el diseño se pueden usar tanto pernos de clase A (A325/F1852) como clase B (A490/F2280).

4. Se determina el espesor de la platina a partir de las siguientes expresiones:

Ecuación A10: Resistencia a la Flexión Platina de Conexión

$$0.9\phi_b F_y t_p^2 Y_p = \phi M_n \quad \text{donde } Y_p = \frac{b_p}{2} \left(h_1 \frac{1}{p_{f0}} - \frac{1}{2} \right) + \frac{2}{g} \left(h_1 (p_{f1} + s) \right)$$

5. Verificación de la resistencia al corte de platina:

Ecuación A11: Resistencia al Corte Platina de Conexión

$$F_{fu} = \frac{M_u}{d - t_{fb}} \rightarrow \frac{F_{fu}}{2} \leq \phi R_n$$

6. Verificación de la resistencia al corte en pernos:

Ecuación A12: Resistencia al Corte Pernos de Conexión

$$V_u \leq \phi R_n$$

A continuación presentamos la hoja de cálculo con los resultados de los cálculos para el detalle de las conexiones.

Figura A.61: Diseño de Detalles de Conexión Sostenimiento Primario

1° Determinar las fuerzas y momentos últimos	2° Ubicación de Pernos y Platina preliminar														
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Fuerzas y Momentos en Conexiones</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Mu</td> <td>584.86 Kips*in</td> </tr> <tr> <td>Pu</td> <td>392.71 Kips</td> </tr> <tr> <td>Vu</td> <td>39.22 Kips</td> </tr> </tbody> </table>		Fuerzas y Momentos en Conexiones		Mu	584.86 Kips*in	Pu	392.71 Kips	Vu	39.22 Kips						
Fuerzas y Momentos en Conexiones															
Mu	584.86 Kips*in														
Pu	392.71 Kips														
Vu	39.22 Kips														
<p>3° Determinar Diámetro de los Pernos</p> $M_u = 3\phi F_t \left(\frac{\pi d_b^2}{4} \right) h_1 \rightarrow d_b = \sqrt{\frac{4M_u}{3\pi\phi F_t h_1}}$ <p>Sea pernos Clase A según tabla 7-2 del AISC</p> <table border="1"> <tr> <td>ϕF_t</td> <td>67.5 Kips</td> </tr> <tr> <td>h1 (in)</td> <td>7</td> </tr> <tr> <td>db</td> <td>0.724800312 < 0.75</td> </tr> <tr> <td>db elegido 3/4"</td> <td></td> </tr> <tr> <td>ϕr_n</td> <td>29.8 Kips</td> </tr> <tr> <td>Fnv</td> <td>40.5</td> </tr> <tr> <td>Ab</td> <td>0.442</td> </tr> </table>		ϕF_t	67.5 Kips	h1 (in)	7	db	0.724800312 < 0.75	db elegido 3/4"		ϕr_n	29.8 Kips	Fnv	40.5	Ab	0.442
ϕF_t	67.5 Kips														
h1 (in)	7														
db	0.724800312 < 0.75														
db elegido 3/4"															
ϕr_n	29.8 Kips														
Fnv	40.5														
Ab	0.442														
<p>4° Espesor de Platina A36</p> $0.9\phi_b F_y t_p^2 Y_p = \phi M_n$ $Y_p = \frac{b_p}{2} \left(h_1 \frac{1}{p_{f0}} - \frac{1}{2} \right) + \frac{2}{g} (h_1 (p_{f1} + s))$ <table border="1"> <tr> <td>Yp</td> <td>42.11</td> </tr> <tr> <td>Sea:</td> <td>$t_p = \sqrt{\frac{1.11M_n}{\phi F_y Y_p}}$</td> </tr> <tr> <td>Fy</td> <td>36</td> </tr> <tr> <td>ϕ</td> <td>0.9</td> </tr> <tr> <td>tp</td> <td>0.824 < 0.875</td> </tr> <tr> <td>tp elegido 7/8"</td> <td></td> </tr> </table>		Yp	42.11	Sea:	$t_p = \sqrt{\frac{1.11M_n}{\phi F_y Y_p}}$	Fy	36	ϕ	0.9	tp	0.824 < 0.875	tp elegido 7/8"			
Yp	42.11														
Sea:	$t_p = \sqrt{\frac{1.11M_n}{\phi F_y Y_p}}$														
Fy	36														
ϕ	0.9														
tp	0.824 < 0.875														
tp elegido 7/8"															
<p>5° Verificación del Corte en Platina</p> $F_{fu} = \frac{M_u}{d - t_{fb}} \rightarrow \frac{F_{fu}}{2} \leq \phi R_n$ <table border="1"> <tr> <td>tfb</td> <td>0.5</td> </tr> <tr> <td>d</td> <td>6</td> </tr> <tr> <td>Ffu</td> <td>106.3376 Ffu/2 53.17 Kips</td> </tr> <tr> <td>Corte</td> <td>$\phi R_n = 0.9 \times 0.6 F_y t_p b_p$</td> </tr> <tr> <td>$\phi R_n$</td> <td>204.1 > 53.17 OK</td> </tr> </table>		tfb	0.5	d	6	Ffu	106.3376 Ffu/2 53.17 Kips	Corte	$\phi R_n = 0.9 \times 0.6 F_y t_p b_p$	ϕR_n	204.1 > 53.17 OK				
tfb	0.5														
d	6														
Ffu	106.3376 Ffu/2 53.17 Kips														
Corte	$\phi R_n = 0.9 \times 0.6 F_y t_p b_p$														
ϕR_n	204.1 > 53.17 OK														
<p>6° Verificación del Corte en Pernos</p> $V_u \leq \phi R_n$ <p>Corte $\phi R_n = 0.9 \times 0.6 F_{nv} A_b \#b$</p> <table border="1"> <tr> <td>ϕR_n</td> <td>58.00 > 39.2 Ok</td> </tr> </table> <p>Aplastamiento $R_n = 1.1 L_c t F_u \leq 2.4 d_b t F_u$</p> <table border="1"> <tr> <td>Lct = d0 (in)</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>t</td> <td>0.875</td> </tr> <tr> <td>1.05 <</td> <td>1.575 Ok</td> </tr> <tr> <td>ϕR_n</td> <td>77.96 > 39.2 Ok</td> </tr> </table>		ϕR_n	58.00 > 39.2 Ok	Lct = d0 (in)	1	t	0.875	1.05 <	1.575 Ok	ϕR_n	77.96 > 39.2 Ok				
ϕR_n	58.00 > 39.2 Ok														
Lct = d0 (in)	1														
t	0.875														
1.05 <	1.575 Ok														
ϕR_n	77.96 > 39.2 Ok														
<p>Diagrama de la conexión preliminar:</p> <table border="1"> <tr> <td>g (in)</td> <td>4.5</td> </tr> <tr> <td>pfo (in)</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>de (in)</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>s (in)</td> <td>3.67</td> </tr> </table> $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g}$		g (in)	4.5	pfo (in)	1	de (in)	1	s (in)	3.67						
g (in)	4.5														
pfo (in)	1														
de (in)	1														
s (in)	3.67														
<p>7° Verificación del Corte en Pernos (continuación)</p> <p>Aplastamiento $\phi R_n = 0.75 \times 0.6 F_u t_p (b_p - 3 \left(d_b - \frac{1}{8} \right))$</p> <table border="1"> <tr> <td>ϕR_n</td> <td>143.5 > 53.17 OK</td> </tr> </table>		ϕR_n	143.5 > 53.17 OK												
ϕR_n	143.5 > 53.17 OK														

A.7.2.6 Diseño de Armado de Celosía Simple

La configuración de la sección armada depende de la longitud admisible permitida en la que se pueden instalar las conexiones de celosía en cada uno de los perfiles angulares. En este caso la configuración es de celosía simple más platinas de conexión en los extremos. De esta forma se puede asegurar que el diseño de la estructura cumple con los requisitos exigidos por el Manual del AISC.

La siguiente ecuación determina el valor máximo de **a** para el armado de la sección relacionando la esbeltez de la estructura con la esbeltez local de cada miembro armado:

Ecuación A13: Longitud Admisible para miembros armados

$$\frac{Ka}{r} < \frac{3KL}{4r}$$

A partir de esta relación se ha determinado que el valor de **a** es menor a 29.4". Sin embargo, dado que la exigencia para miembros de celosía simple exige un valor menor de 15". Se ha adoptado tener una **separación máxima de 12"** entre cada miembro de armado.

A continuación presentamos la hoja de cálculo del diseño de la celosía simple:

Figura A.62: Diseño de Celosía Simple

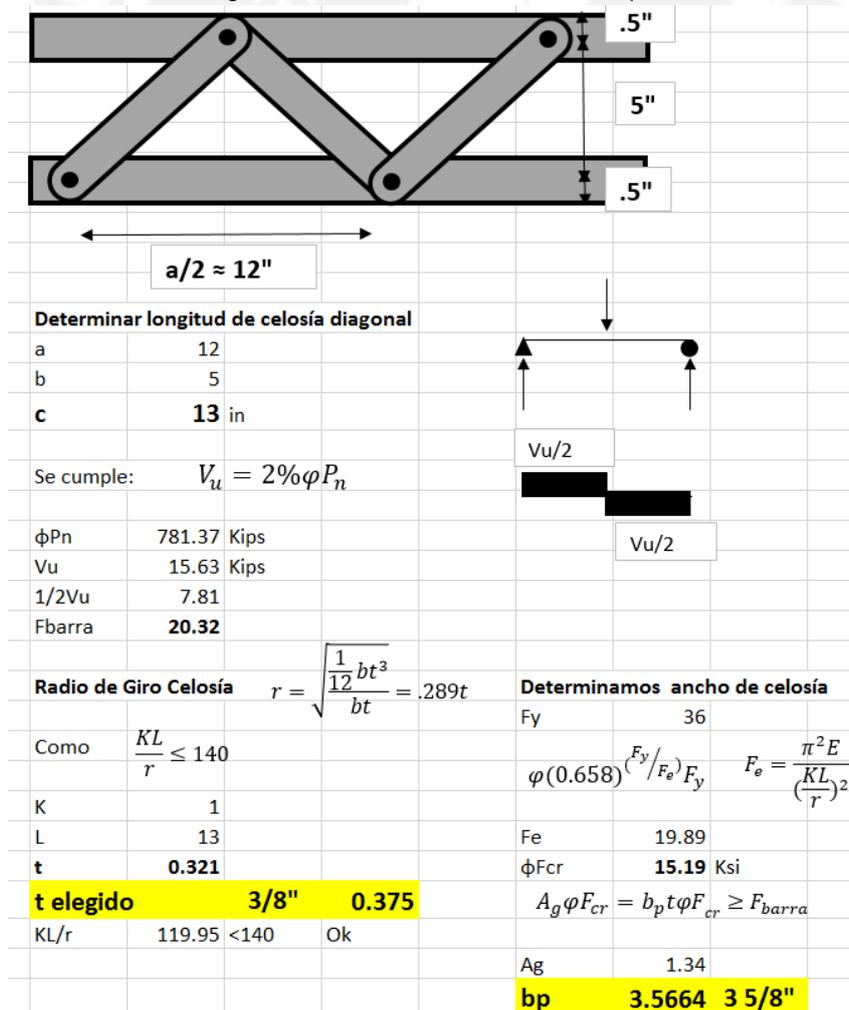
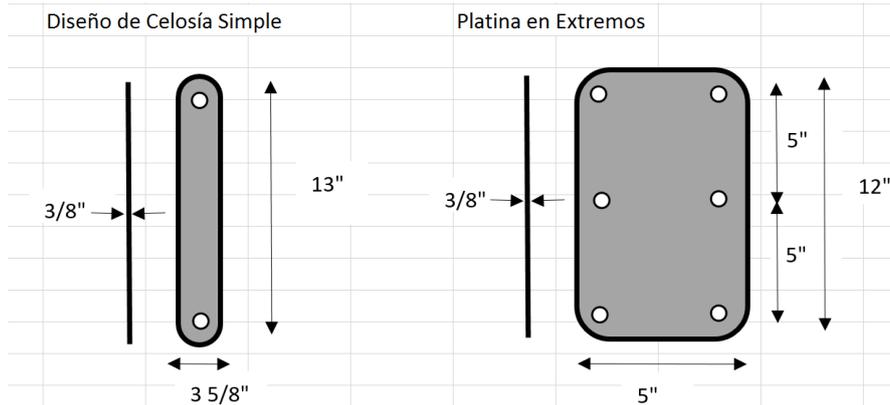


Figura A.63: Dimensiones Platina y Celosía



A.8 DISEÑO DEL REVESTIMIENTO SECUNDARIO

A continuación presentaremos los diagramas de momento flector y fuerza cortante y axial de la sección completa del revestimiento.

A.8.1 Diagramas de Fuerzas y Momentos

Figura A.64: Diagrama de Fuerzas Axiales Revestimiento Secundario

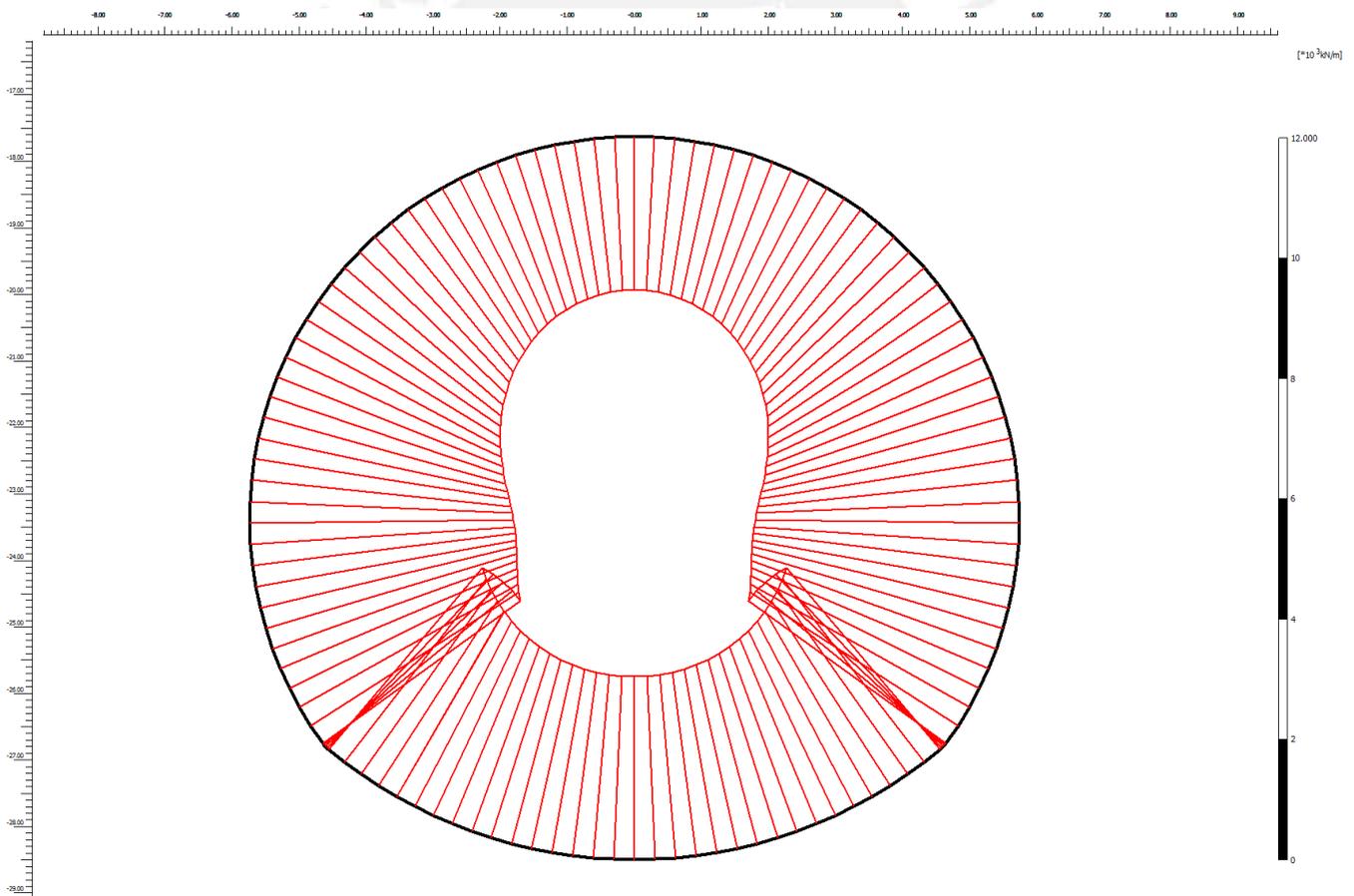


Figura A.65: Diagrama de Fuerza Cortante Revestimiento Secundario

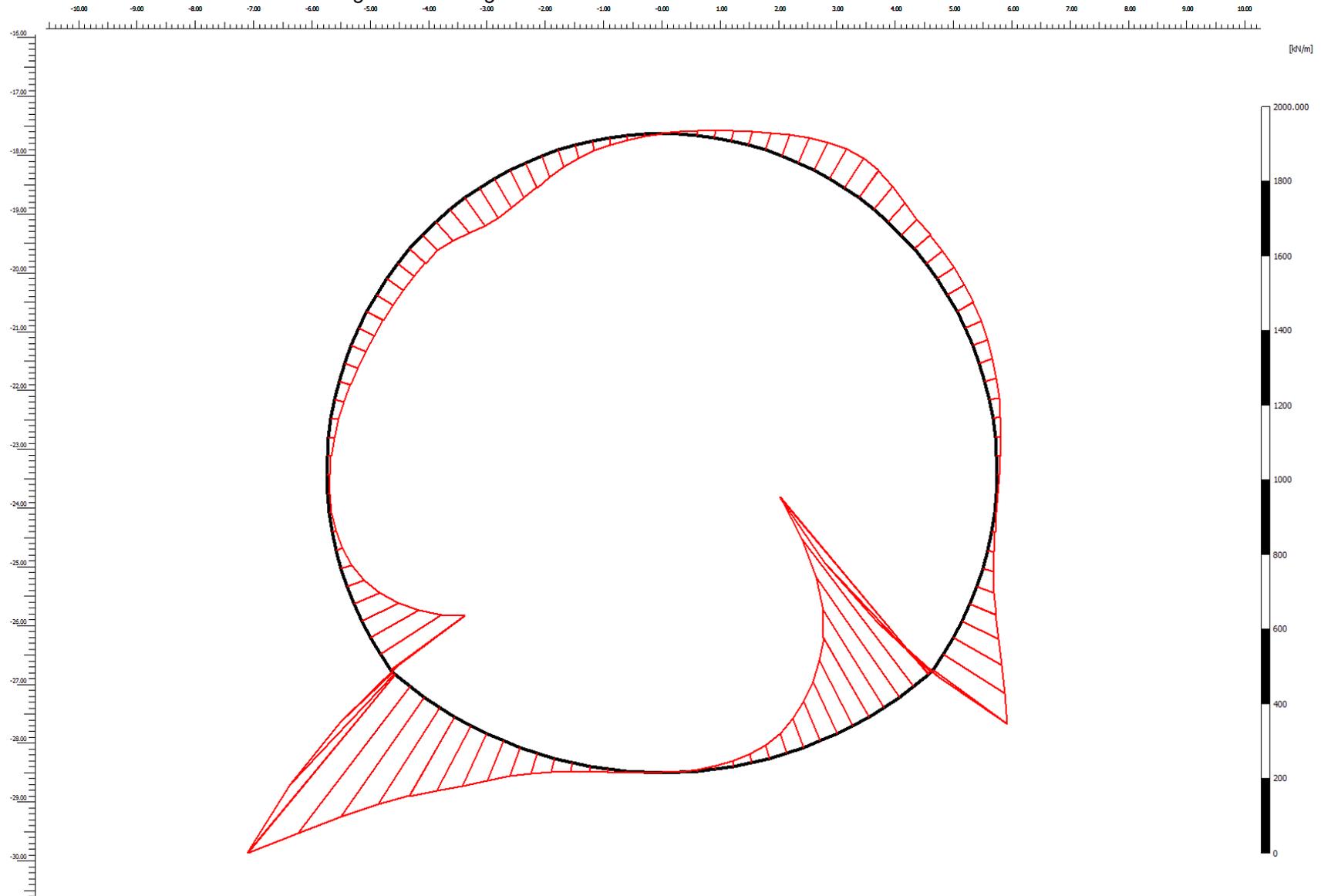
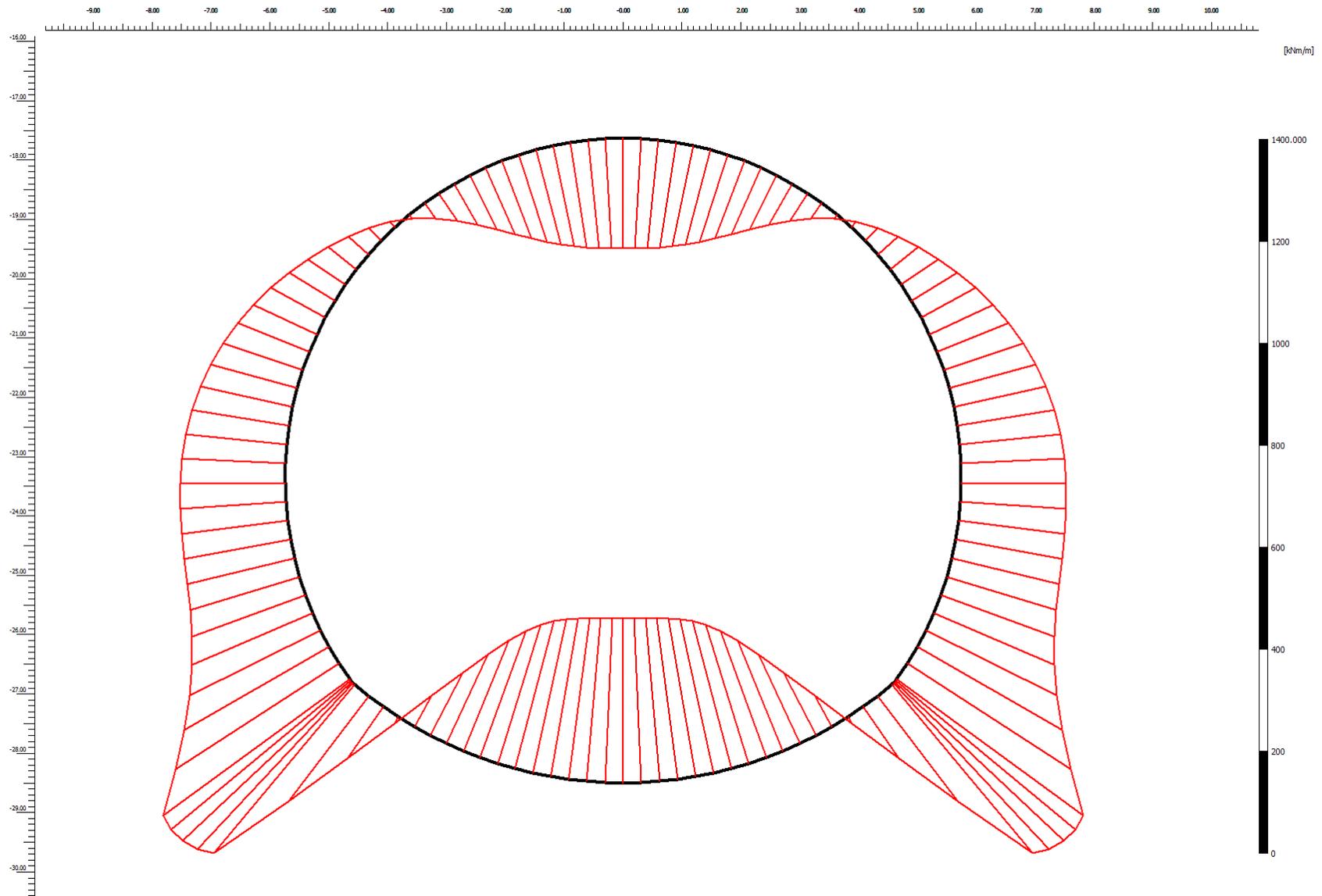


Figura A.66: Diagrama de Momento Flector Revestimiento Secundario



A.8.2 Tabla de Resultados de Diagramas

Tabla A.21: Diagramas de Fuerza y Momentos Revestimiento

X	Y	N	Q	M	X	Y	N	Q	M
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
3.376373	-18.728	-3116.56	91.08214	36.66801	5.057982	-20.6527	-3853.98	50.32014	-122.708
3.128531	-18.5576	-3034.82	95.16518	64.94949	4.897435	-20.3734	-3764.42	52.63354	-106.091
2.872114	-18.4005	-2957.29	91.71952	93.1154	4.72148	-20.1036	-3672.94	54.35432	-88.8564
2.607825	-18.257	-2884.49	83.20679	119.572	4.530672	-19.844	-3579.31	55.49179	-71.1615
2.336388	-18.1275	-2816.93	72.08862	142.9494	4.325612	-19.5956	-3483.28	56.05529	-53.1612
2.336388	-18.1275	-2817.58	72.16024	142.9494	4.325612	-19.5956	-3485.24	58.46448	-53.1612
2.058547	-18.0124	-2756.46	60.16385	162.8833	4.106943	-19.359	-3388.32	58.11163	-34.7831
1.775064	-17.912	-2703.36	48.07698	179.1148	3.875355	-19.1351	-3294.9	67.32022	-14.5777
1.486716	-17.8266	-2658.01	36.75185	191.8573	3.631576	-18.9245	-3204.18	80.10483	8.939383
1.194292	-17.7564	-2620.14	27.0407	201.4002	3.376373	-18.728	-3115.36	90.48003	36.66801
1.194292	-17.7564	-2620.59	26.93498	201.4002	4.563792	-26.8389	-3949.21	-621.582	-432.233
0.898595	-17.7016	-2591	19.13678	208.3081	4.586576	-26.8186	-3988.83	-409.496	-447.994
0.600435	-17.6624	-2569.86	12.1583	212.9943	4.608075	-26.7969	-4015.48	-193.927	-457.208
0.30063	-17.6388	-2557.07	5.913284	215.6896	4.628211	-26.7739	-4028.87	24.10726	-459.806
0	-17.6309	-2552.53	0.315465	216.6156	4.646907	-26.7498	-4028.72	243.5926	-455.725
4.646907	-26.7498	-4028.76	246.8183	-455.725	0	-28.5	-3047.02	-0.74759	321.5671
4.828872	-26.484	-4096	195.4293	-384.578	0.309698	-28.4932	-3050.65	-1.53006	321.2446
4.995645	-26.2084	-4157.53	149.493	-329.223	0.618806	-28.473	-3060.92	-3.91569	320.46
5.146703	-25.9238	-4212.9	109.3751	-287.714	0.926736	-28.4393	-3078.1	-8.29144	318.6143
5.28157	-25.6313	-4261.67	75.44127	-258.071	1.232902	-28.3921	-3102.46	-15.0443	315.071
5.28157	-25.6313	-4261.65	76.21974	-258.071	1.232902	-28.3921	-3102.1	-15.2886	315.071
5.399821	-25.3316	-4302.77	49.92074	-237.982	1.536721	-28.3317	-3133.49	-23.8253	309.11
5.501085	-25.0258	-4335.88	31.0301	-225.083	1.837615	-28.2581	-3171.38	-37.1944	299.8222
5.585043	-24.7148	-4360.3	18.07753	-217.369	2.135011	-28.1714	-3216.53	-56.1741	285.4965
5.65143	-24.3996	-4375.36	9.592739	-212.981	2.428343	-28.0718	-3269.68	-81.5428	264.3459
5.65143	-24.3996	-4375.67	10.21364	-212.981	2.428343	-28.0718	-3268.83	-82.2249	264.3459
5.700038	-24.0811	-4381.12	5.692964	-210.567	2.717052	-27.9595	-3330.78	-115.207	233.9392
5.730713	-23.7605	-4377.26	5.185654	-208.853	3.00059	-27.8348	-3399.15	-154.09	192.3189
5.743361	-23.4386	-4363.69	7.15866	-206.962	3.278415	-27.6978	-3474.66	-197.071	138.0878
5.737939	-23.1165	-4340.04	10.07893	-204.167	3.55	-27.5488	-3558.05	-242.352	70.01435
5.737939	-23.1165	-4340.62	10.78759	-204.167	3.55	-27.5488	-3557.52	-245.231	70.01435
5.714467	-22.7952	-4307.35	15.12236	-200.05	3.814827	-27.3881	-3649.42	-307.866	-15.1663
5.673016	-22.4757	-4265.59	20.77304	-194.262	4.072393	-27.216	-3743.81	-391.56	-122.928
5.613719	-22.1591	-4215.15	26.74153	-186.642	4.322206	-27.0328	-3843.23	-495.874	-259.789
5.536761	-21.8463	-4155.83	32.02974	-177.123	4.563792	-26.8389	-3950.2	-620.371	-432.233
5.536761	-21.8463	-4156.79	32.71358	-177.123					
5.442384	-21.5383	-4089.68	37.59472	-165.816					
5.330886	-21.2361	-4016.75	42.69503	-152.857					
5.202618	-20.9406	-3937.83	47.08903	-138.406					
5.057982	-20.6527	-3852.69	49.85122	-122.708					

A.8.3 Diseño por Flexión

El diseño por flexión se realizará evaluando la flexión máxima para una sección típica de 1 metro de ancho. Luego tal y como se ha evaluado para las secciones longitudinales de avance el diseño de las barras longitudinales quedará dictado por la cuantía mínima para el refuerzo de acero en el eje de avance.

Figura A.67: Diseño por Flexión Sección Típica

Diseño por Flexión		Sección de 1m Típico	
Mu	46.88 Tn*m		
$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b_w}$		$\phi M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$	
fy	4200	Recubrimiento	4 cm
fc	350	Separación de Barras	5 cm
b	100	Cuantía Mínima	30 cm ²
d	26	Cuantía Máxima	180 cm ²
φ	0.9		
As	56.308		
As elegido	12φ1"	61.2	
a	7.949 cm		
c	9.937 cm		
φMn	50.9525 Tn*m	>Mu	Ok

Para las barras longitudinales el diseño corresponde a un valor del 1% Ag dividido en dos secciones superiores y una sección inferior:

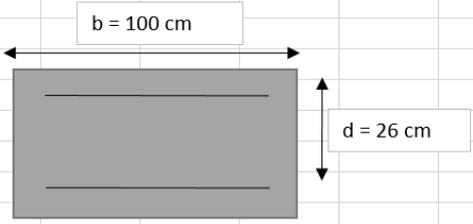
Figura A.68: Acero en Secciones Longitudinales

Diseño Longitudinal			
fy	4200	Recubrimiento	4 cm
fc	350	Separación de Barras	5 cm
Arco1 (cm ²)	29773.2		
Arco2 (cm ²)	23148.6		
As1	297.7		
As2	231.5		
AsElegido1	30φ1		
AsElegido2	23φ1		

A.8.4 Verificación por Cortante

Se adjunta la hoja de cálculo para la verificación de falla por cortante

Figura A.69: Verificación por Cortante en Esquinas

Verificación por Corte			
Revestimiento NATM			
Vu	63.384 Tn		
Nu	446.75 Tn		
$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{N_u}{140A_g} \right) b_w d$			
fy	4200	Recubrimiento	4 cm
fc	350		
b	100		
d	26		
φ	0.85		
Ag	3000		
As elegido 12φ"	61.2		
Vc	53.202 Tn		
φVn	45.22168 Tn	<Vu	No Cumple
Ensanchamiento de la Sección de Concreto en los Extremos			
Sea φVc = Vu			
d`	36.44		
H = d`+r	40.44 cm	Cumple	

Se puede apreciar la necesidad de un ensanchamiento en las esquinas de 40 cm dado que la resistencia del concreto a la fuerza cortante no cumple con el diseño. Este ensanchamiento se realizará en la esquina inferior que conecta la contrabóveda con los hastiales del revestimiento.

A.8.5 Diagrama de Interacción

Tabla A.22: Resultados Diagrama de Interacción Sostenimiento

CARGA CONCENTRICA

Po (Tn)	1403.56
ΦPo (Tn)	982.49
Pn max (Tn.m)	1122.85
ΦPn max (Tn.m)	785.99

FALLA BALANCEADA

Cb (cm)	14.55
Pb (Tn)	323.71
Mb (Tn.m)	79.29
ΦPb (Tn)	226.6
ΦMb (Tn.m)	55.51

FLEXION PURA

C (cm)	6.98
P (Tn)	0
M (Tn.m)	53.84
ΦP (Tn)	0
ΦM (Tn.m)	48.46

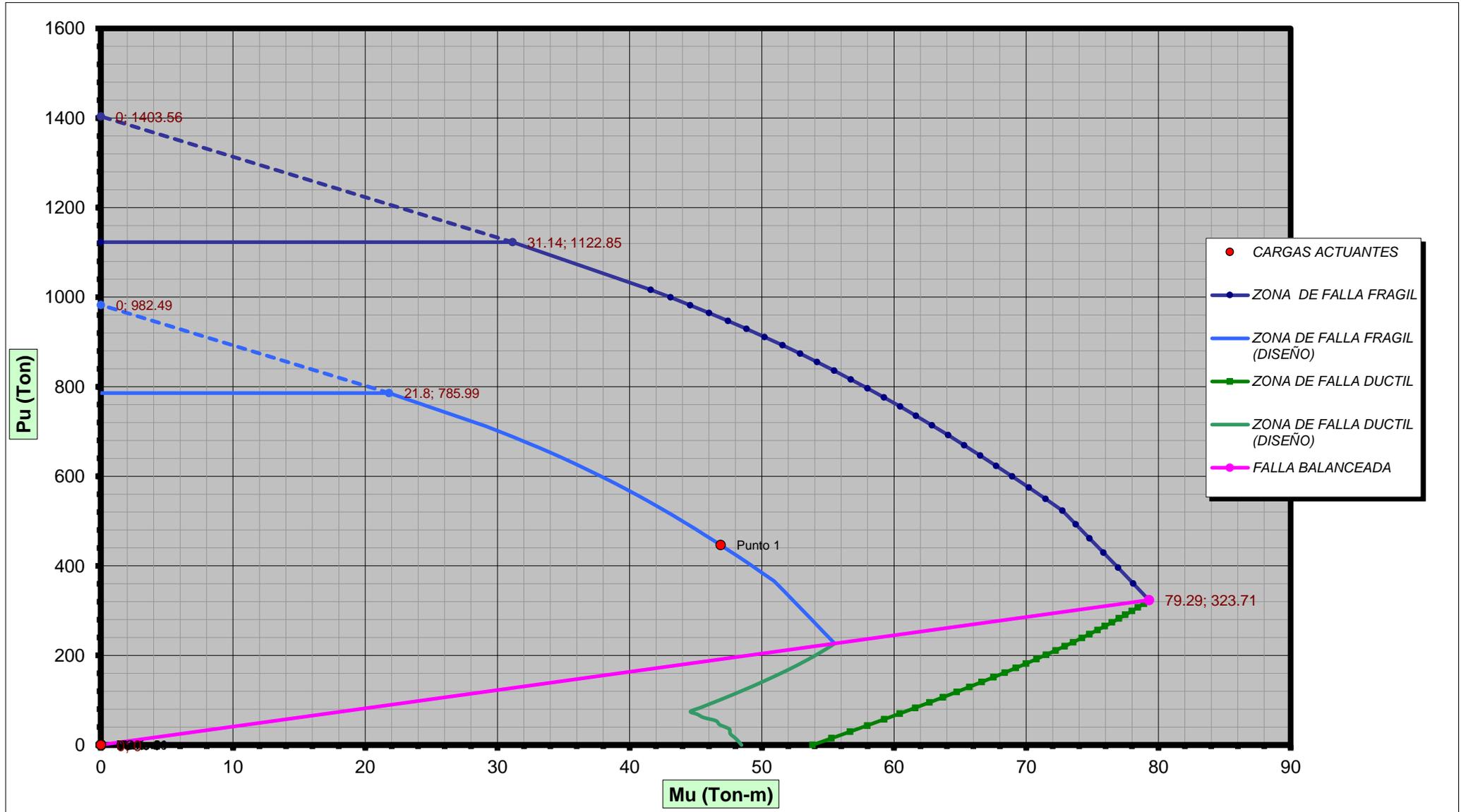
ZONA DE FALLA FRAGIL

Punto #	c (cm)	a (cm)	Pn (Tn)	Mn (Tn.m)	Φ	ΦPn (Tn)	ΦMn (Tn.m)
1	15.05	12.04	360.62	78.09	0.7	252.43	54.66
2	15.55	12.44	395.91	76.94	0.7	277.14	53.86
3	16.05	12.84	429.75	75.84	0.7	300.83	53.09
4	16.54	13.23	461.63	74.79	0.7	323.14	52.35
5	17.04	13.63	492.96	73.75	0.7	345.07	51.63
6	17.54	14.03	523.18	72.74	0.7	366.22	50.92
7	18.04	14.43	549.51	71.46	0.7	384.66	50.02
8	18.54	14.83	574.9	70.19	0.7	402.43	49.13
9	19.04	15.23	599.59	68.94	0.7	419.71	48.26
10	19.53	15.62	623.15	67.73	0.7	436.2	47.41
11	20.03	16.02	646.59	66.51	0.7	452.61	46.56
12	20.53	16.42	669.46	65.3	0.7	468.62	45.71
13	21.03	16.82	691.82	64.09	0.7	484.27	44.86
14	21.53	17.22	713.69	62.87	0.7	499.58	44.01
15	22.03	17.62	735.1	61.66	0.7	514.57	43.16
16	22.52	18.02	755.68	60.46	0.7	528.98	42.32
17	23.02	18.42	776.29	59.23	0.7	543.4	41.46
18	23.52	18.82	796.52	57.99	0.7	557.57	40.59
19	24.02	19.22	816.41	56.74	0.7	571.49	39.72
20	24.52	19.62	835.98	55.47	0.7	585.18	38.83
21	25.02	20.02	855.24	54.18	0.7	598.66	37.92
22	25.51	20.41	873.83	52.9	0.7	611.68	37.03
23	26.01	20.81	892.53	51.57	0.7	624.77	36.1
24	26.51	21.21	910.98	50.21	0.7	637.68	35.15
25	27.01	21.61	929.18	48.84	0.7	650.43	34.19
26	27.51	22.01	947.15	47.44	0.7	663.01	33.21
27	28.01	22.41	964.91	46.01	0.7	675.44	32.21
28	28.5	22.8	982.12	44.58	0.7	687.48	31.21
29	29	23.2	999.48	43.1	0.7	699.63	30.17
30	29.5	23.6	1016.65	41.59	0.7	711.66	29.11

ZONA DE FALLA DUCTIL

Punto #	c (cm)	a (cm)	Pn (Tn)	Mn (Tn.m)	Φ	ΦPn (Tn)	ΦMn (Tn.m)
1	7.22	5.78	14.9	55.27	0.87	12.96	48.08
2	7.47	5.98	29.77	56.68	0.84	25	47.61
3	7.71	6.17	43.49	57.97	0.82	35.67	47.53
4	7.96	6.37	57.28	59.25	0.79	45.25	46.81
5	8.2	6.56	70.07	60.43	0.77	53.95	46.53
6	8.45	6.76	82.96	61.6	0.74	61.39	45.58
7	8.69	6.95	94.96	62.68	0.72	68.37	45.13
8	8.93	7.14	106.62	63.71	0.7	74.63	44.6
9	9.18	7.34	118.44	64.74	0.7	82.91	45.32
10	9.42	7.54	129.49	65.69	0.7	90.64	45.98
11	9.67	7.74	140.72	66.64	0.7	98.5	46.65
12	9.91	7.93	151.25	67.52	0.7	105.87	47.27
13	10.15	8.12	161.55	68.37	0.7	113.08	47.86
14	10.4	8.32	172.06	69.21	0.7	120.44	48.45
15	10.64	8.51	181.94	70	0.7	127.36	49
16	10.89	8.71	192.04	70.78	0.7	134.43	49.55
17	11.13	8.9	201.56	71.5	0.7	141.09	50.05
18	11.38	9.1	211.31	72.23	0.7	147.92	50.56
19	11.62	9.3	220.51	72.9	0.7	154.36	51.03
20	11.86	9.49	229.57	73.55	0.7	160.7	51.48
21	12.11	9.69	238.87	74.2	0.7	167.21	51.94
22	12.35	9.88	247.67	74.79	0.7	173.37	52.36
23	12.6	10.08	256.71	75.39	0.7	179.7	52.78
24	12.84	10.27	265.28	75.95	0.7	185.69	53.16
25	13.08	10.46	273.74	76.48	0.7	191.62	53.54
26	13.33	10.66	282.45	77.01	0.7	197.71	53.91
27	13.57	10.86	290.71	77.5	0.7	203.5	54.25
28	13.82	11.06	299.23	77.99	0.7	209.46	54.59
29	14.06	11.25	307.31	78.44	0.7	215.12	54.91
30	14.31	11.45	315.66	78.89	0.7	220.96	55.22

Figura A.70: Diagrama de Interacción Sección Típica Revestimiento



A.9 DISEÑO DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

Para la **Fase A** se deberá realizar la excavación sin sobrepasar un avance de 1 metro de longitud. Es decir, la sección completa no debe superar un avance mayor de 1 sin tener el sostenimiento instalado.

A lo largo de esta excavación se debe proyectar una primera capa de concreto lanzado de 5 cm de acuerdo a la calidad de concreto ya especificada e inmediatamente colocar el arco metálico reticulado a 0.5 metros del avance.

Dicho arco debe cumplir con las exigencias descritas en el diseño. Una vez instalado el arco, se completa el sostenimiento proyectando concreto hasta llegar al espesor requerido de 9" (25 cm). Luego se realiza la excavación de la destroza **Fase B** realizando el mismo procedimiento de proyección inicial de concreto lanzado de 5 cm, instalación de estructura metálica de contrabóveda y recubrimiento final de 9". De esta forma se completa la etapa del sostenimiento primario.

Para la etapa de revestimiento, se debe realizar el armado de la estructura de acero de refuerzo considerando un recubrimiento de 4 cm. Luego se encofra y vacea concreto de la estructura de revestimiento, la cual debe tener 30 cm de espesor. Para los ensanches en las esquinas extremas de los hastiales, el encofrado debe aumentar el espesor del concreto para proteger la estructura de la fuerza cortante extrema.

El carro de avance de encofrado debe ser una estructura metálica o de madera que tenga entre 5 a 10 metros de avance longitudinal. Se debe dejar descubierto el amarre de varillas longitudinales para el traslape necesario entre cada avance. Los detalles de este proceso están graficamente expresados en los planos **ESEM-7** y **ESEM-8**.

A.10 PLANOS DE SECCIÓN NATM/SEM



A.11 ANÁLISIS 3D MURO PANTALLA TRAMO CUT&COVER 1

Las siguientes imágenes presentan el análisis de primer orden de la sección Cut&Cover

Figura A.71: Esfuerzos en el Eje XX Corte A

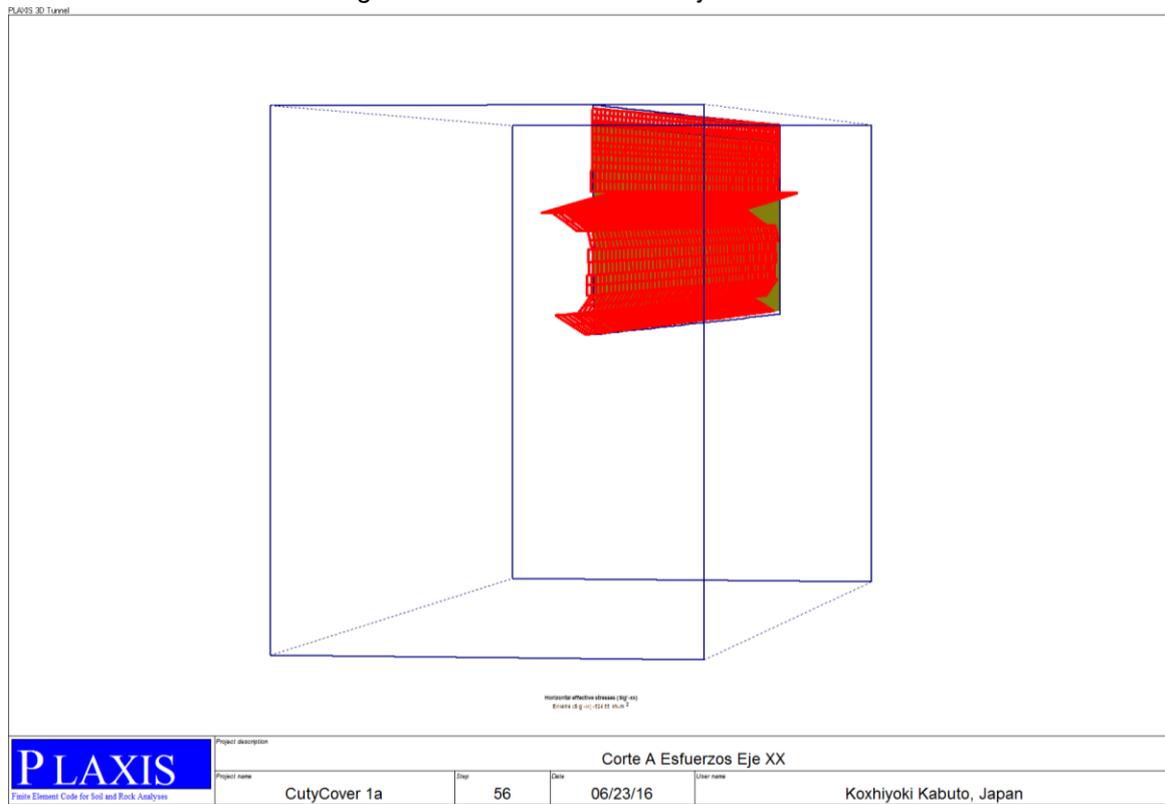


Figura A.72: Corte A Esfuerzos en el Eje XX

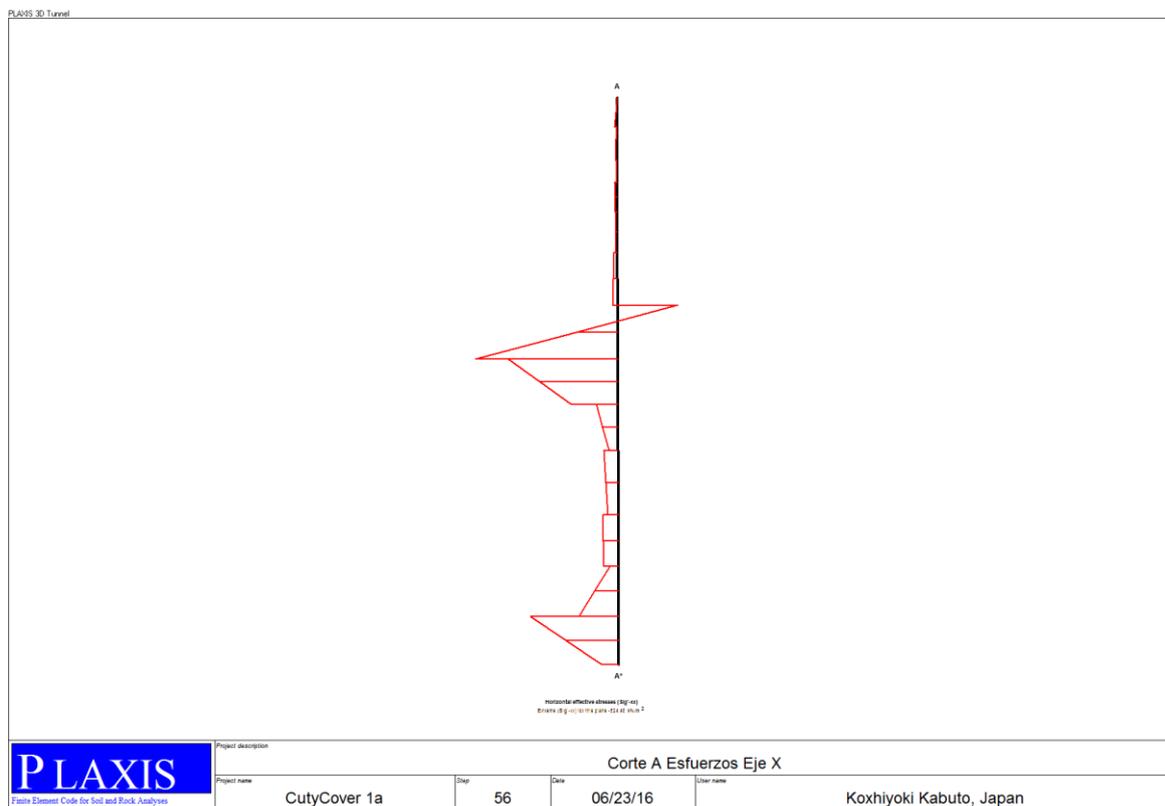


Figura A.73: Corte B Esfuerzos en el Eje YY

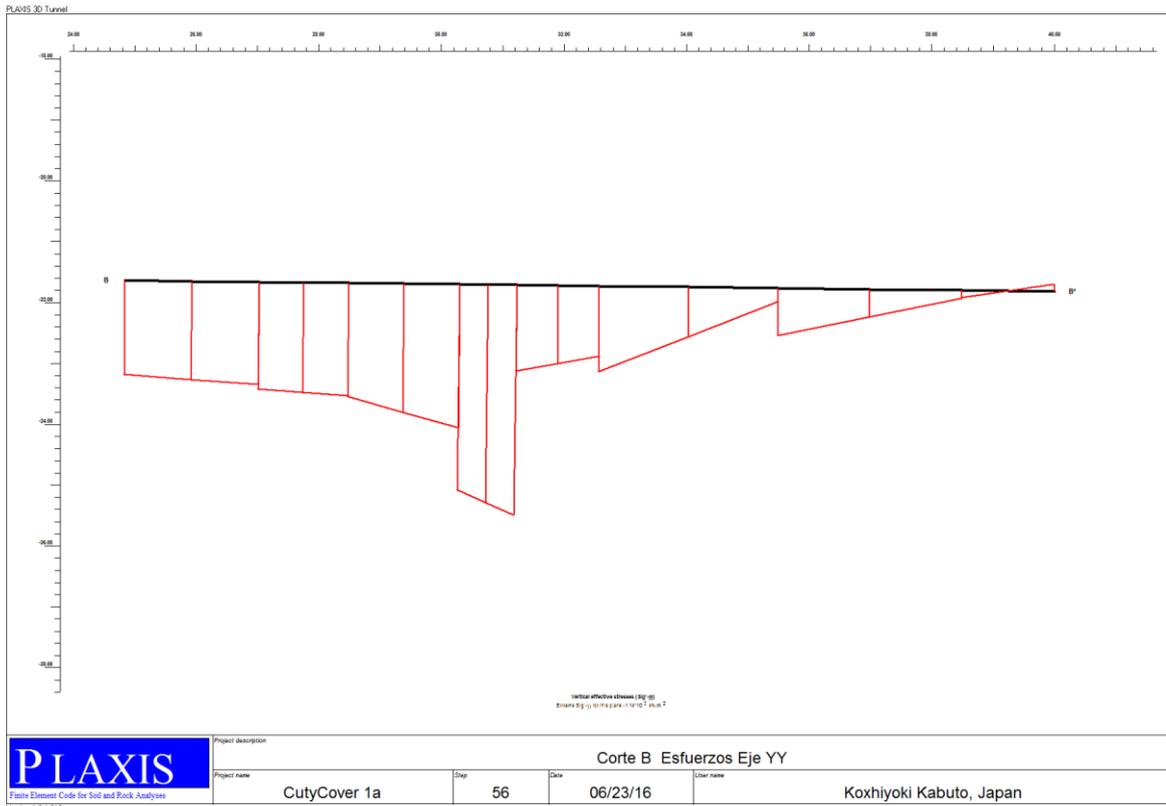
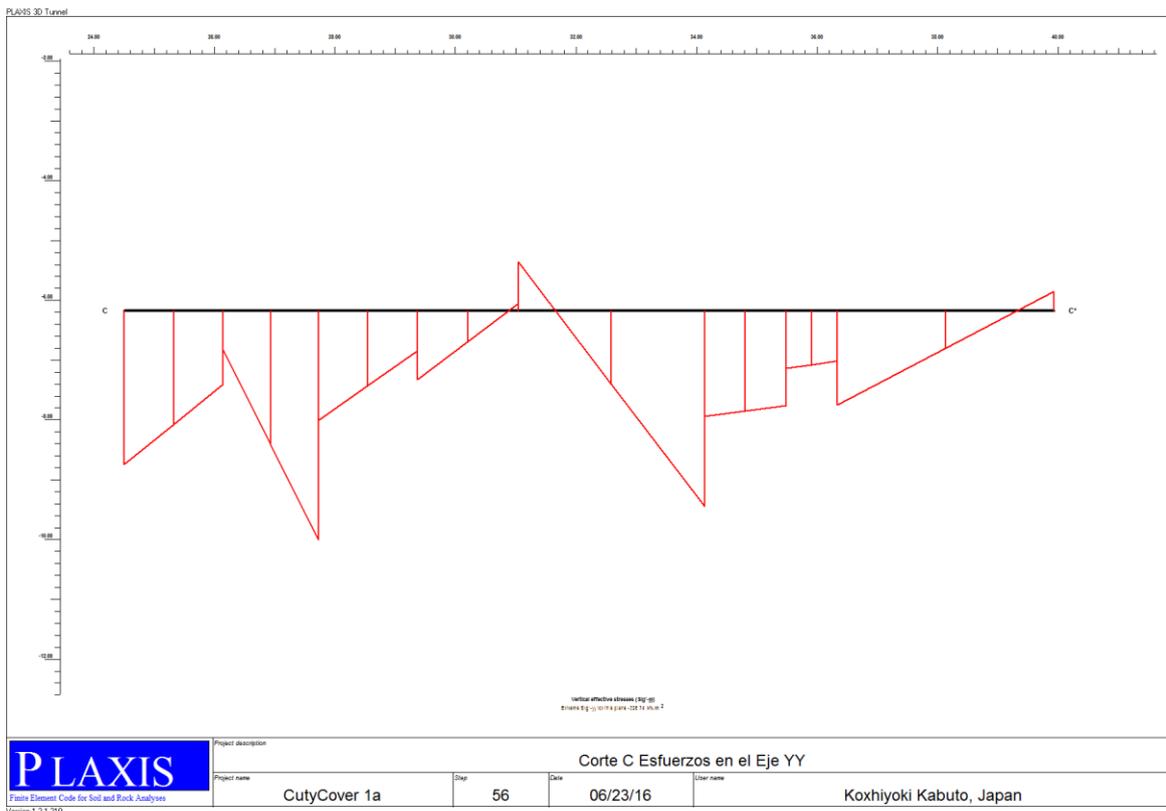


Figura A.74: Corte C Esfuerzos en el Eje YY



A.12 ANÁLISIS BIDIMENSIONAL DE LA SECCIÓN CUT&COVER

En primer lugar, se debe aclarar que el análisis del proceso constructivo de la estructura del muro pantalla y su respuesta frente a todas las secuencias de excavación es un diseño que no abarca en los alcances de este proyecto. Por lo tanto los detalles de los anclajes como el estampidor del primer nivel de excavación no se diseñarán. El siguiente análisis abarcará el diseño únicamente de la estructura omitiendo estos procesos intermedios de construcción de la estación de pasajeros.

El análisis de la sección presenta los siguientes tramos sectorizados, estos dos pese a presentarse con una longitud y pendiente igual, son diferentes ya que el primero se presenta en la sección de los dos estratos y el segundo en la sección de tres estratos (a partir de la progresiva 23+570). Por esta razón se realizarán dos análisis bidimensionales para ambos casos.

Tabla A.23: Sectorización Tramo Cut&Cover

	Tramo 1	Tramo 2
Pendiente	0.30%	0.30%
Longitud (m)	118	118
Profundidad Máx. (m)	21.79	25.395

A continuación presentamos las propiedades del concreto y acero de refuerzo, las cuales permanecen iguales a las especificaciones de los tramos anteriores.

Tabla A.24: Propiedades del Concreto Armado Sección Cut&Cover

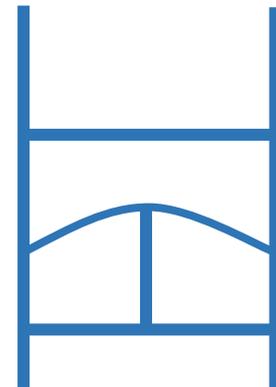
Propiedades del Concreto Armado		
Ec	280624	kg/cm ²
Es	2000000	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
f'c	350	kg/cm ²
γc	2400	kg/m ³
β1	0.8	-

La sección del tramo Cut&Cover varía ligeramente con respecto al análisis de **primer orden** realizado en el Plaxis 3D. Sin embargo, para este caso, la sección de los muros y losas aumenta a 0.5 metros de espesor. A su vez la altura de la bóveda se reemplaza a 14 metros de profundidad y esta adquiere una figura curva empotrada en sus extremos para mayor estabilidad frente a la flexión ejercida por el suelo. Además se añade una placa central de 10 metros a la estructura para una mayor estabilidad.

La siguiente tabla presenta las características geométricas:

Tabla A.25: Geometría de la Estructura Cut&Cover

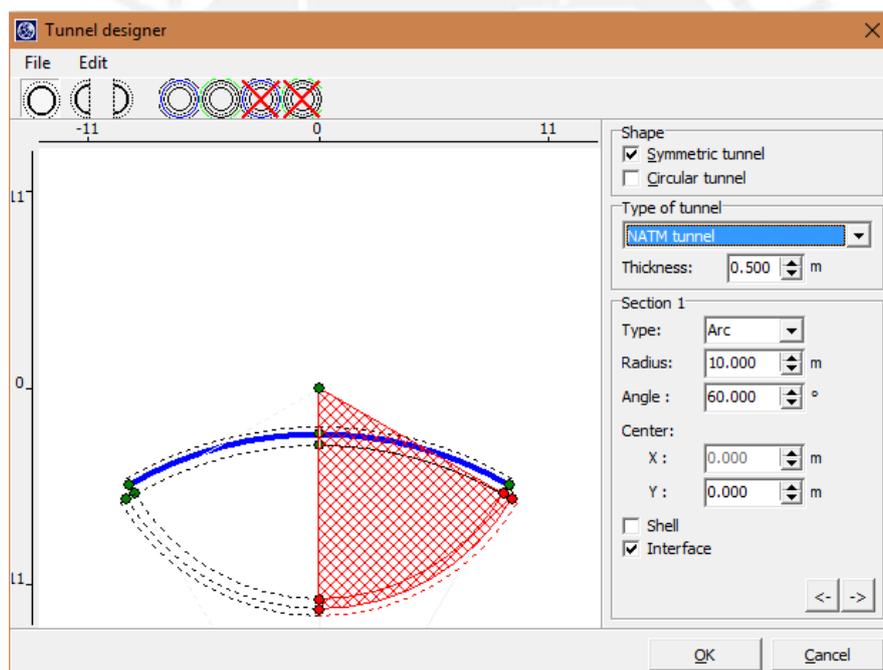
Diseño Geométrico	
Ancho Interno (m)	17.8
Ancho Externo (m)	18.8
Altura Primer Nivel (m)	7
Profundidad Bóveda (m)	14.935
Profundidad Contrabóveda	22
Profundidad Muro Pantalla	25
Espesor Muros y Placas (m)	0.5
Espesor Losa Contrabóveda	0.7
Radio Arco (m)	17.32
Angulo Arco (°)	30
Long. Arco Completa (m)	18.694
Altura Placa Central	9.8



A.12.1 Análisis de Esfuerzos y Deformaciones del Tramo Cut&Cover

La siguiente figura muestra el diseño geométrico de la bóveda:

Figura A.75: Diseño de Bóveda Cut&Cover



Para las propiedades del concreto se debe ingresar la rigidez para una placa tipo de 1 x 0.5 metros y 1 x 0.7 metros respectivamente

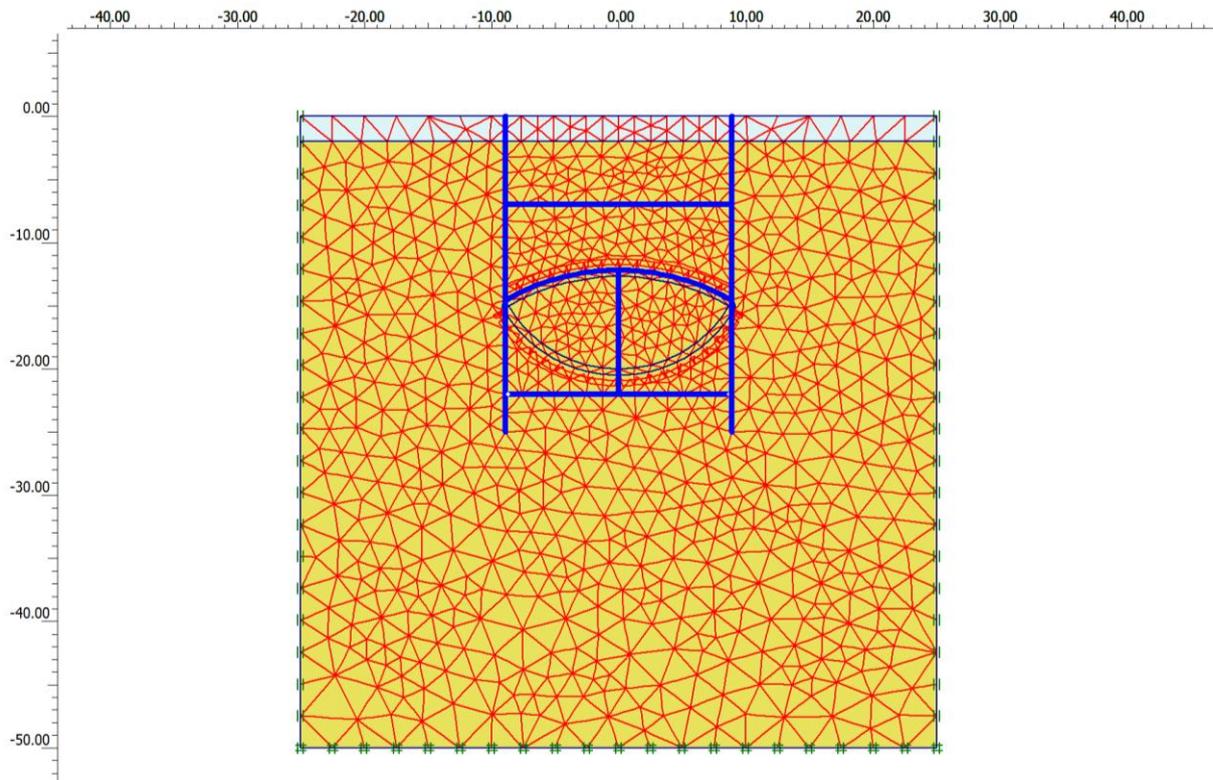
$$EA = E \times A = 1.3759 \times 10^7 \frac{KN}{m} \quad EI = E \times I = 2.867 \times 10^5 \frac{KNm^2}{m}$$

$$EA = E \times A = 1.9264 \times 10^7 \frac{KN}{m} \quad EI = E \times I = 7.866 \times 10^5 \frac{KNm^2}{m}$$

Ecuación A14: Rigidez Axial y Flector

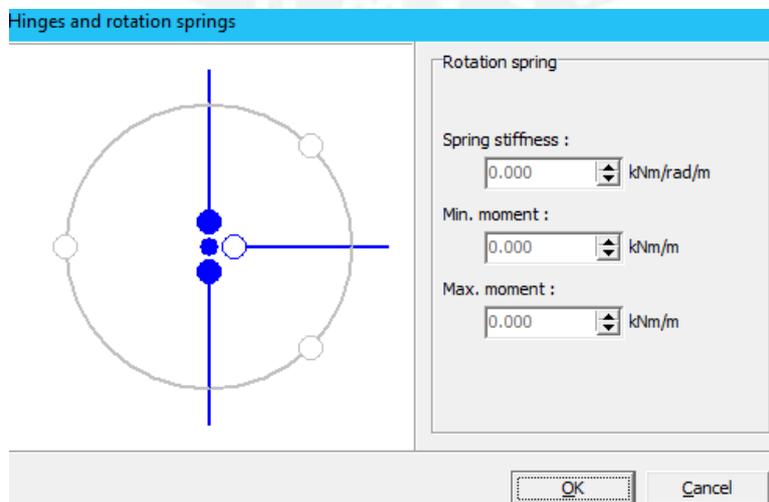
Una vez ingresada la geometría inicial, se genera la malla de conexión de nodos triangulares y luego se genera los esfuerzos iniciales (dos casos para los escenarios de 2 y 3 estratos)

Figura A.76: Generación de Malla Tramo Cut&Cover



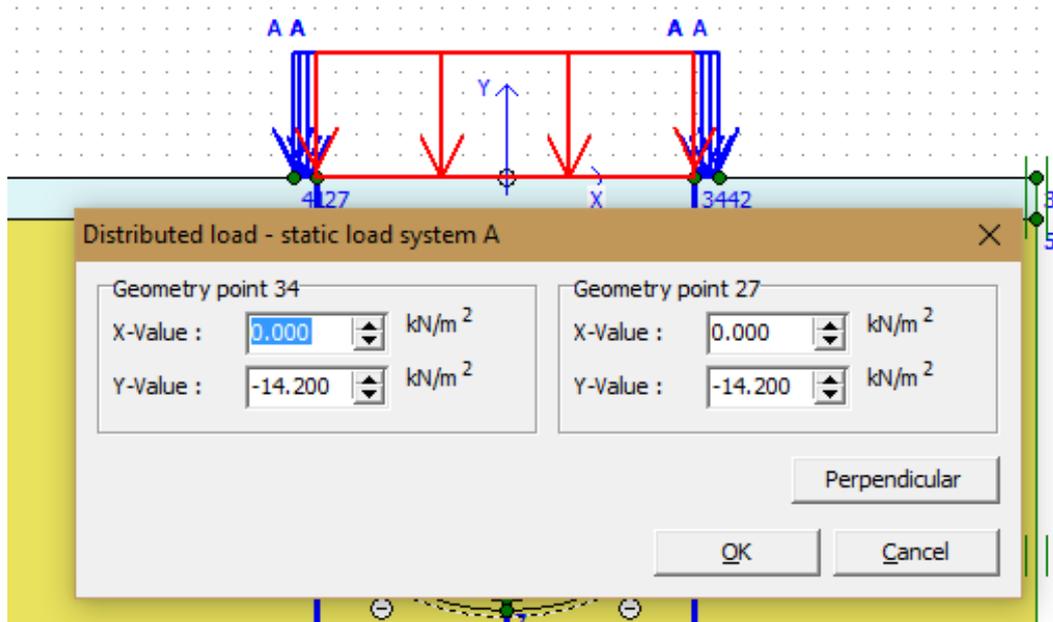
Es importante definir la continuidad de las estructuras muro y losa de la contrabóveda, ya que idealmente estas deberían transmitir los momentos mediante una conexión empotrada entre sí. No obstante se ha idealizado el modelo considerando el caso crítico de conexión tipo rótula en estas esquinas (de esta forma se asemeja el comportamiento de dichas estructuras frente al proceso constructivo dictado por el sistema Cut&Cover donde la construcción de los muros sucede antes y durante la excavación inicial, lo cual ya ha sido explicado en el marco teórico).

Figura A.77: Definición de conexión de juntas muro y losa



A continuación se ingresan los valores de las cargas superficiales. En este caso se actualiza la carga a un valor de 14.2 KN/m en los 20 metros de la superficie, la cual asemeja a un valor equivalente de 4 ejes de camión para la carretera central.

Figura A.78: Carga Viva Distribuida



A.12.1.1 Tabla de Resultados Finales Tramo Cut&Cover

La siguiente tabla resume ambos casos del tramo Cut&Cover y presenta las deformaciones y esfuerzos máximas y mínimas encontradas.

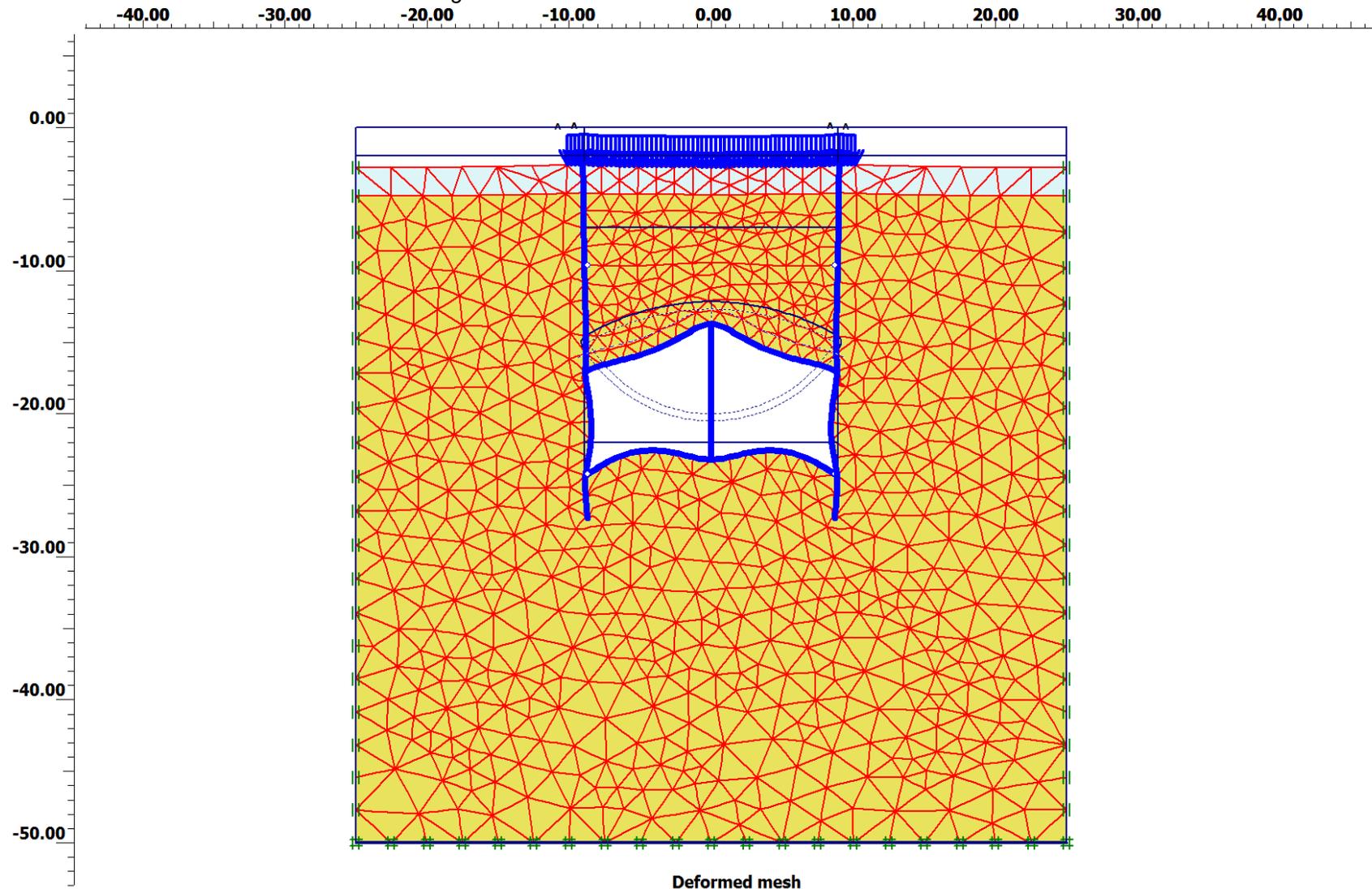
Tabla A.26: Resultados Deformaciones y Esfuerzos Cut&Cover

TRAMO Cut&Cover		
Efectos de la Sección Completa		
	(m)	(mm)
Deformación Máxima	-0.08	-76.97
Desplazamiento Total Extremo	-0.08	-76.97
Desplazamiento Máximo Ux	0.02	15.49
Desplazamiento Máximo Uy	0.00	0.51
	(KN/m ²)	(Tn/m ²)
Esfuerzo Efectivo Promedio	1450.00	147.81
Esfuerzo Máximo σ_{xx}	-1107.83	-112.93
Esfuerzo Máximo σ_{yy}	-1863.34	-189.94
Esfuerzo Máximo σ_{zz}	-1052.66	-107.30
Esfuerzo Máximo σ_{xy}	348.16	35.49

A.12.1.2 Resultados Deformaciones y Esfuerzos Caso 2 Estratos

Se presentan las gráficas de los resultados del Tramo de 2 Estratos

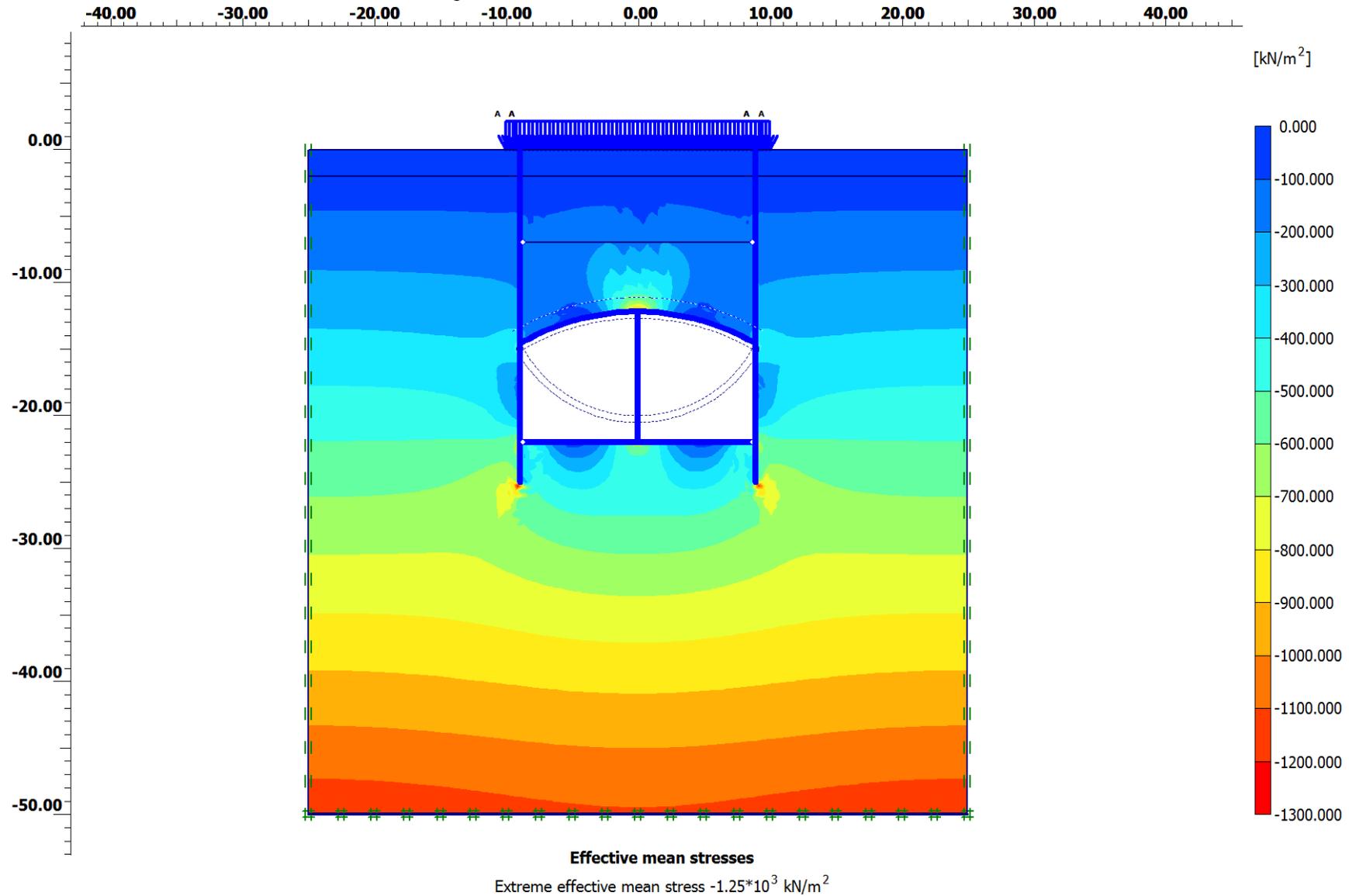
Figura A.79: Deformaciones Cut&Cover Tramo 2 Estratos



Deformed mesh

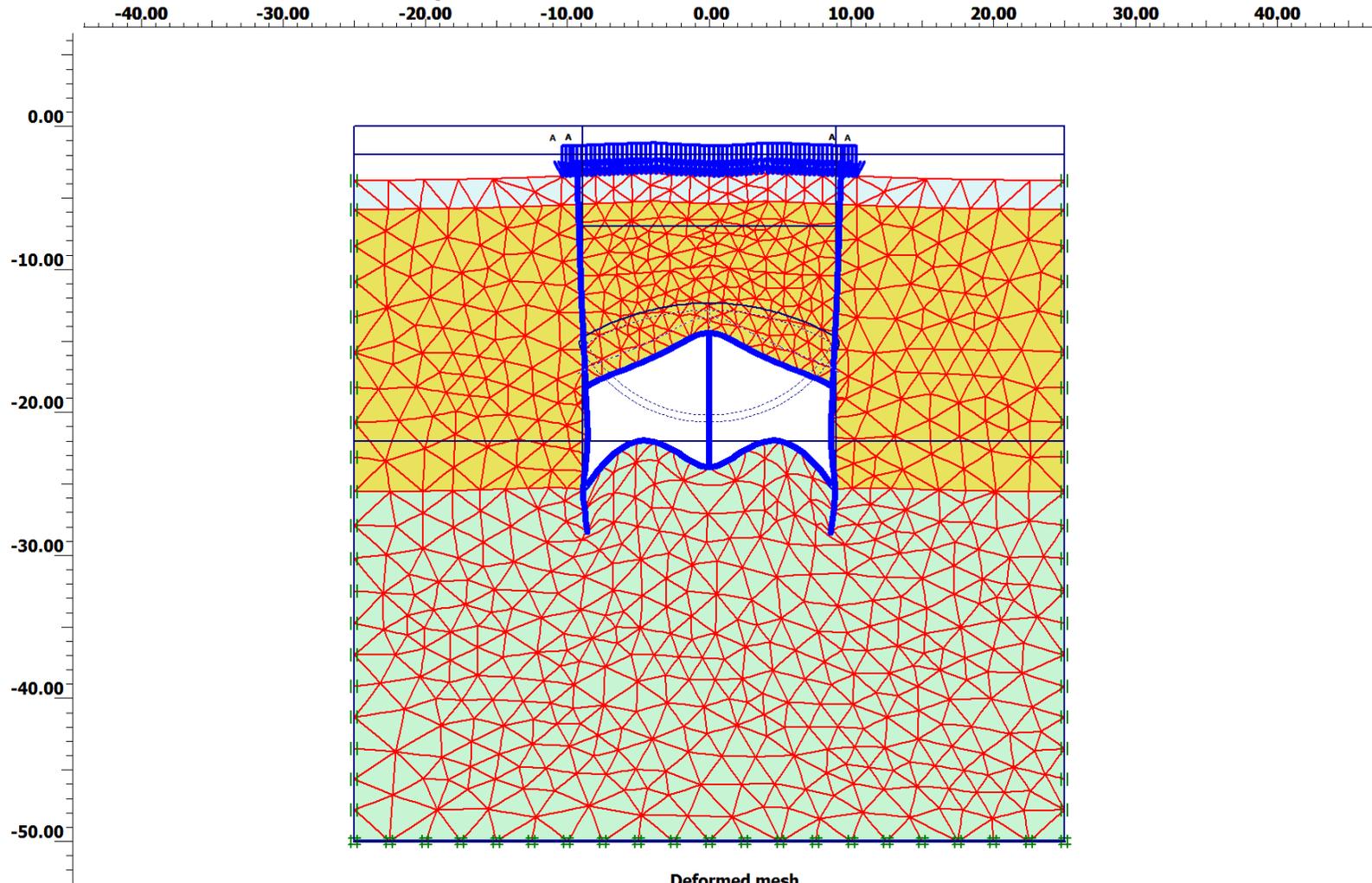
Extreme total displacement $29.64 \cdot 10^{-3}$ m
(displacements scaled up 100.00 times)

Figura A.80: Esfuerzos Cut&Cover Tramo 2 Estratos



A.12.1.3 Resultados Deformaciones y Esfuerzos Caso 3 Estratos

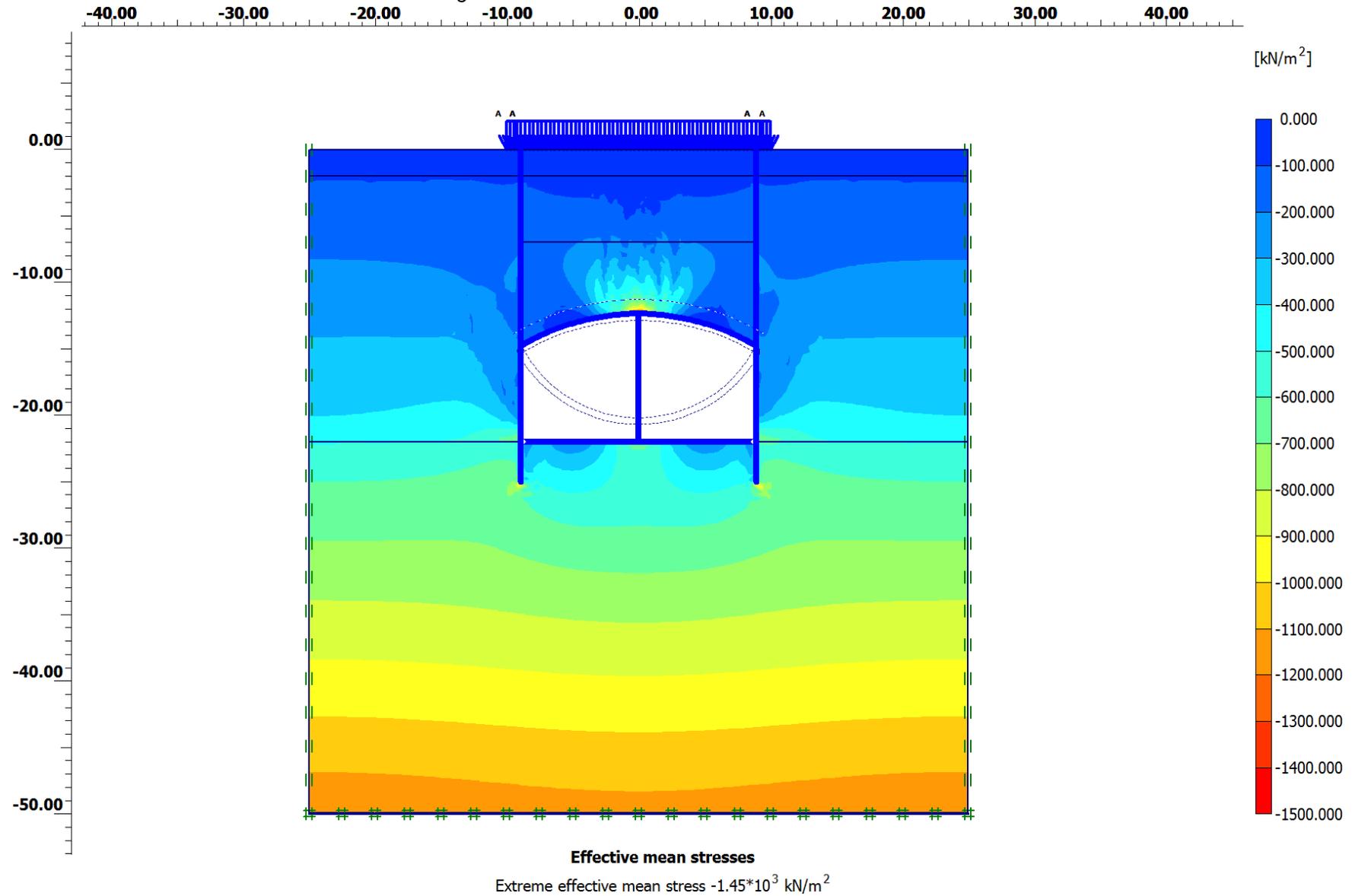
Figura A.81: Deformaciones Cut&Cover Tramo 3 Estratos



Deformed mesh

Extreme total displacement $76.97 \cdot 10^{-3}$ m
 (displacements scaled up 50.00 times)

Figura A.82: Esfuerzos Cut&Cover Tramo 3 Estratos



A.13 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CUT&COVER

Las siguientes tablas resumen las fuerzas y momentos que interactúan con la estructura compuesta. Con estos resultados se determinarán las solicitaciones máximas para poder diseñar cada elemento. Para esto denominaremos cuatro elementos principales: Muros, Arco Bóveda, Placa Central y Losa Contrabóveda.

A.13.1 Tabla de Momentos y Fuerzas en Muros Cut&Cover

Tabla A.27: Momentos y Fuerzas Últimas Muro Pantalla

Muro Pantalla 2 Estratos				Muro Pantalla 3 Estratos			
	N (KN)	V (KN)	M (KN*m)		N (KN)	V (KN)	M (KN*m)
Max	0.271	881.766	638.594	Max	-1.31309	1151.467	949.2826
Min	-2880.051	-872.033	-796.608	Min	-2501.72	-1146.87	-949.283
Average	-1439.483	0.119	-16.435	Average	-1108.52	0.040875	27.4215

Tabla A.28: Momentos y Fuerzas Últimas Losa Contrabóveda

Losa Contrabóveda 2 Estratos				Losa Contrabóveda 3 Estratos			
	N (KN)	V (KN)	M (KN*m)		N (KN)	V (KN)	M (KN*m)
Max	-823.87	2192.24	1376.77	Max	-1344.60	3021.85	2335.29
Min	-1525.94	-2206.15	-2483.00	Min	-1809.39	-3023.06	-4240.53
Average	-965.87	-0.37	580.37	Average	-1434.88	-0.02	832.88

Tabla A.29: Momentos y Fuerzas Últimas Placa Central

Placa Central 2 Estratos				Placa Central 3 Estratos			
	N (KN)	V (KN)	M (KN*m)		N (KN)	V (KN)	M (KN*m)
Max	-4215.97	0.62	3.89	Max	-5846.08	0.55	3.53
Min	-4412.47	0.62	-3.58	Min	-6038.99	0.55	-3.25
Average	-4310.13	0.62	-0.16	Average	-5940.04	0.55	-0.19

Tabla A.30: Momentos y Fuerzas Últimas Arco Bóveda

Arco Bóveda 2 Estratos				Arco Bóveda 3 Estratos			
	N (KN)	V (KN)	M (KN*m)		N (KN)	V (KN)	M (KN*m)
Max	-1061.08	2098.99	408.49	Max	-501.22	2916.12	612.62
Min	-1573.20	-2115.12	-2004.53	Min	-1180.54	-2925.94	-3140.32
Average	-1213.16	-0.04	-7.82	Average	-692.46	0.14	-24.98

A.13.2 Diagramas de Fuerza Cortante, Axial y Momento Flector

Tanto el caso de 2 estratos como el de 3 estratos presentan diagramas de momentos y fuerzas similares. Presentaremos el caso de las curvas del caso 3 estratos, pues sus diagramas tiene una mayor magnitud.

Figura A.83: Diagrama de Fuerza Cortante Caso 3 Estratos

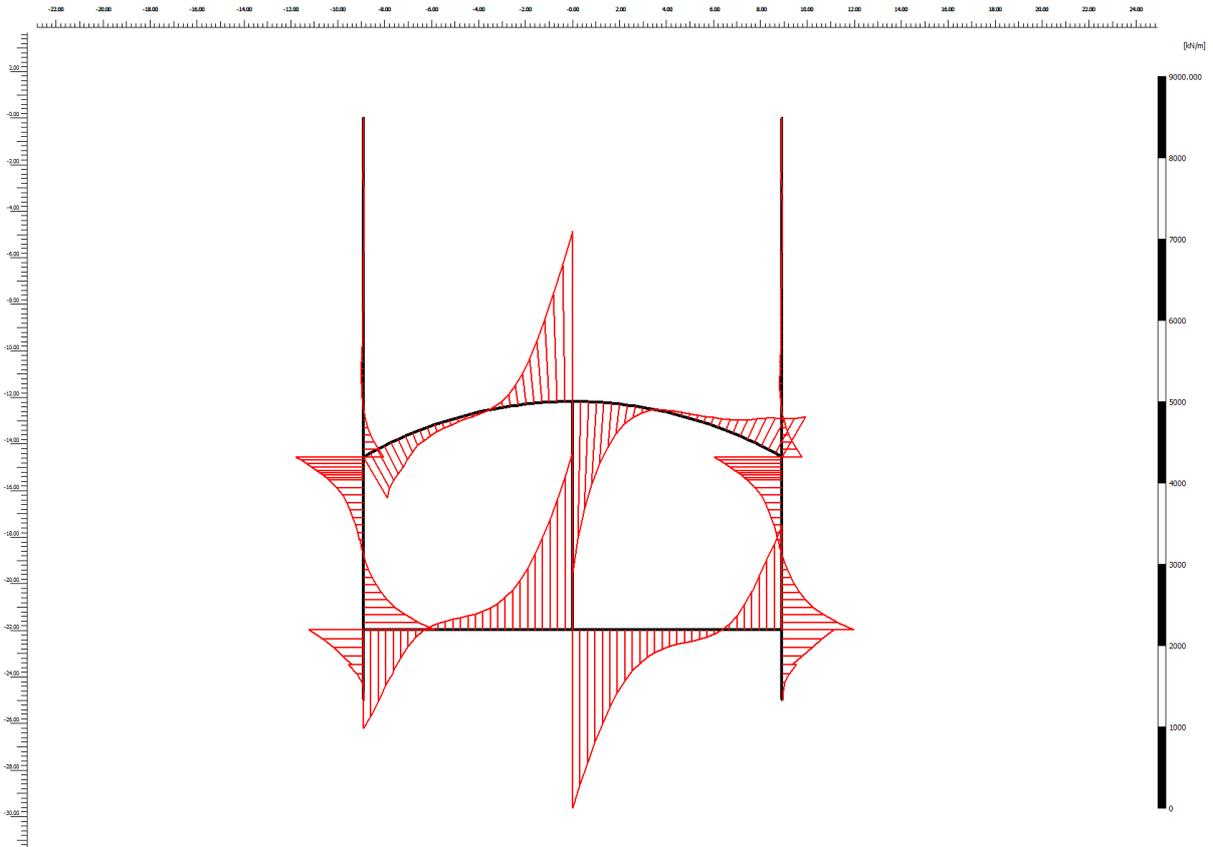


Figura A.84: Diagrama de Fuerza Normal Caso 3 Estratos

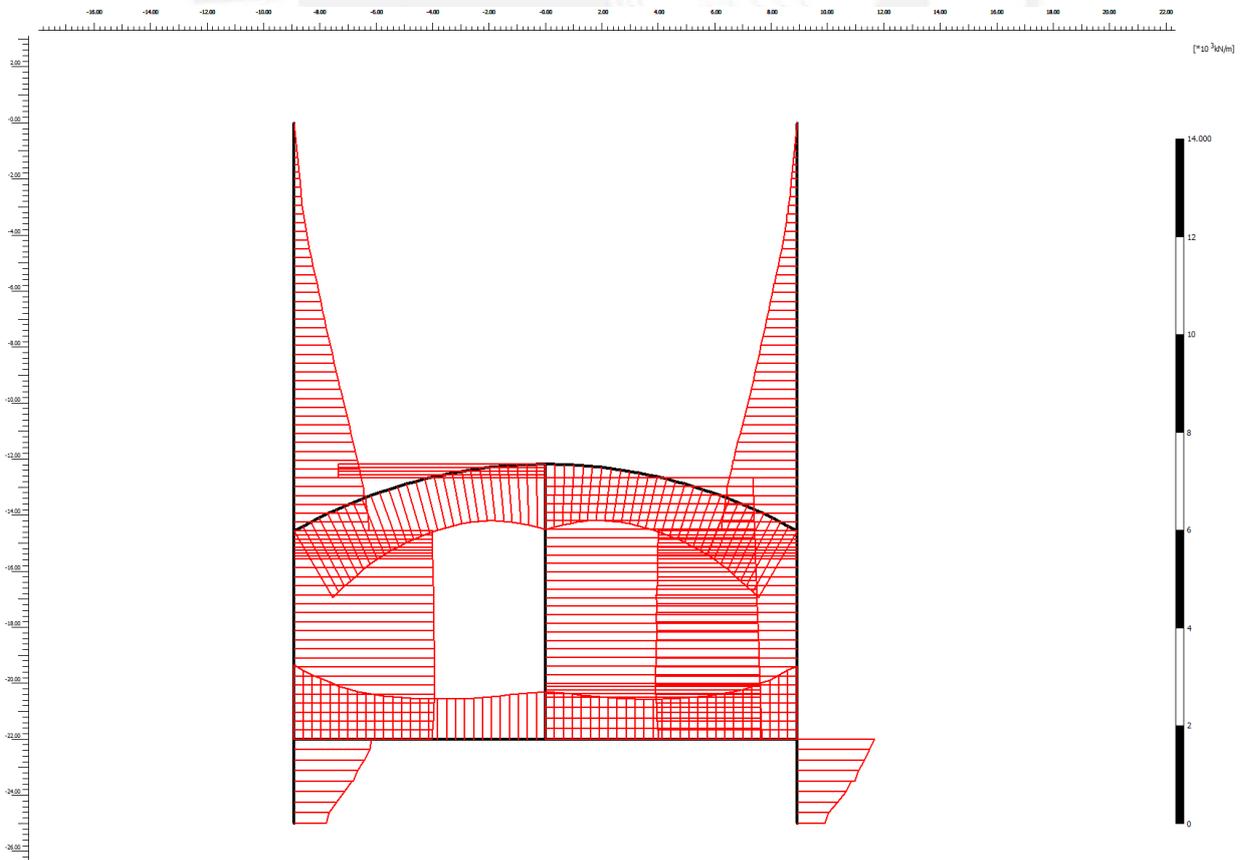
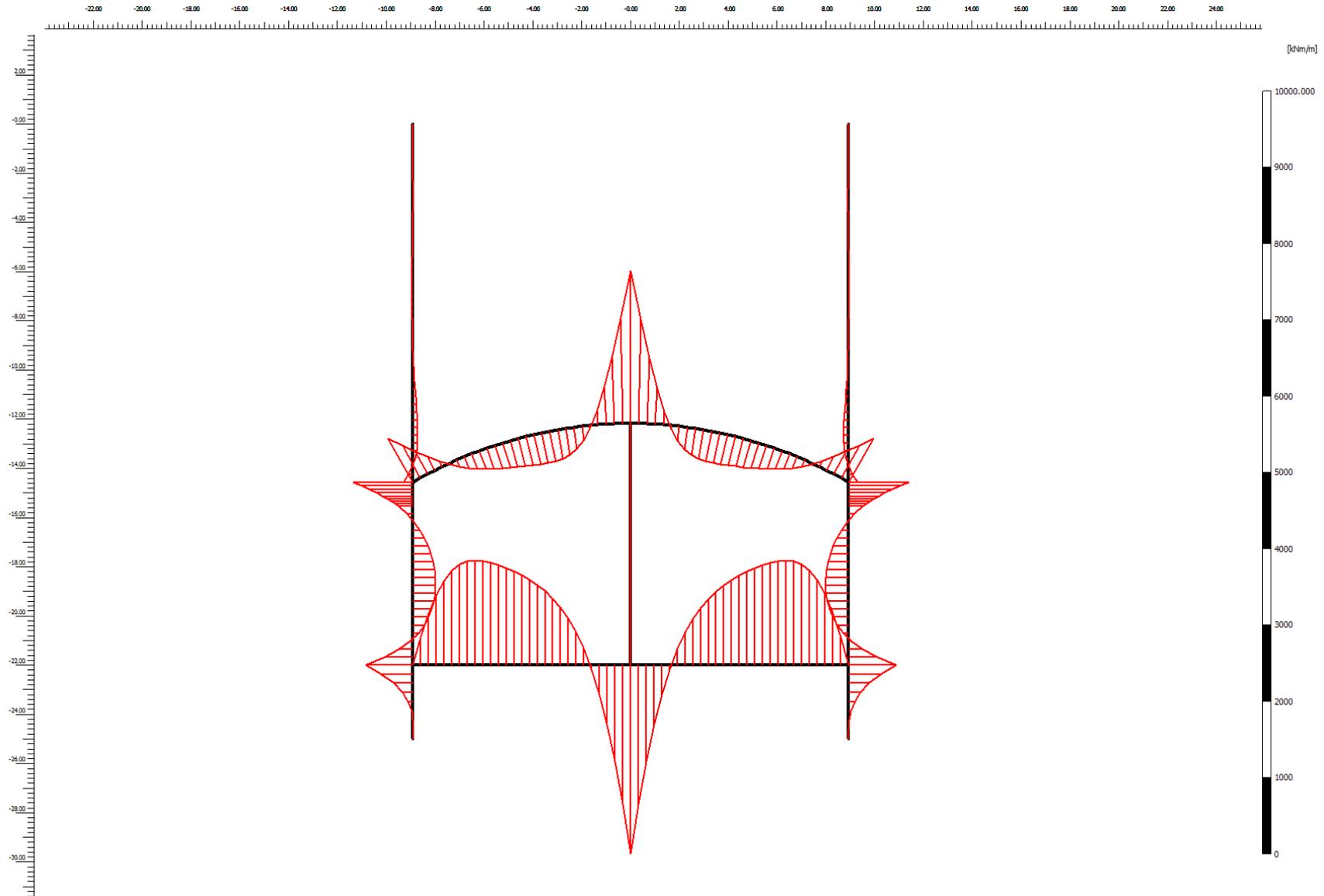


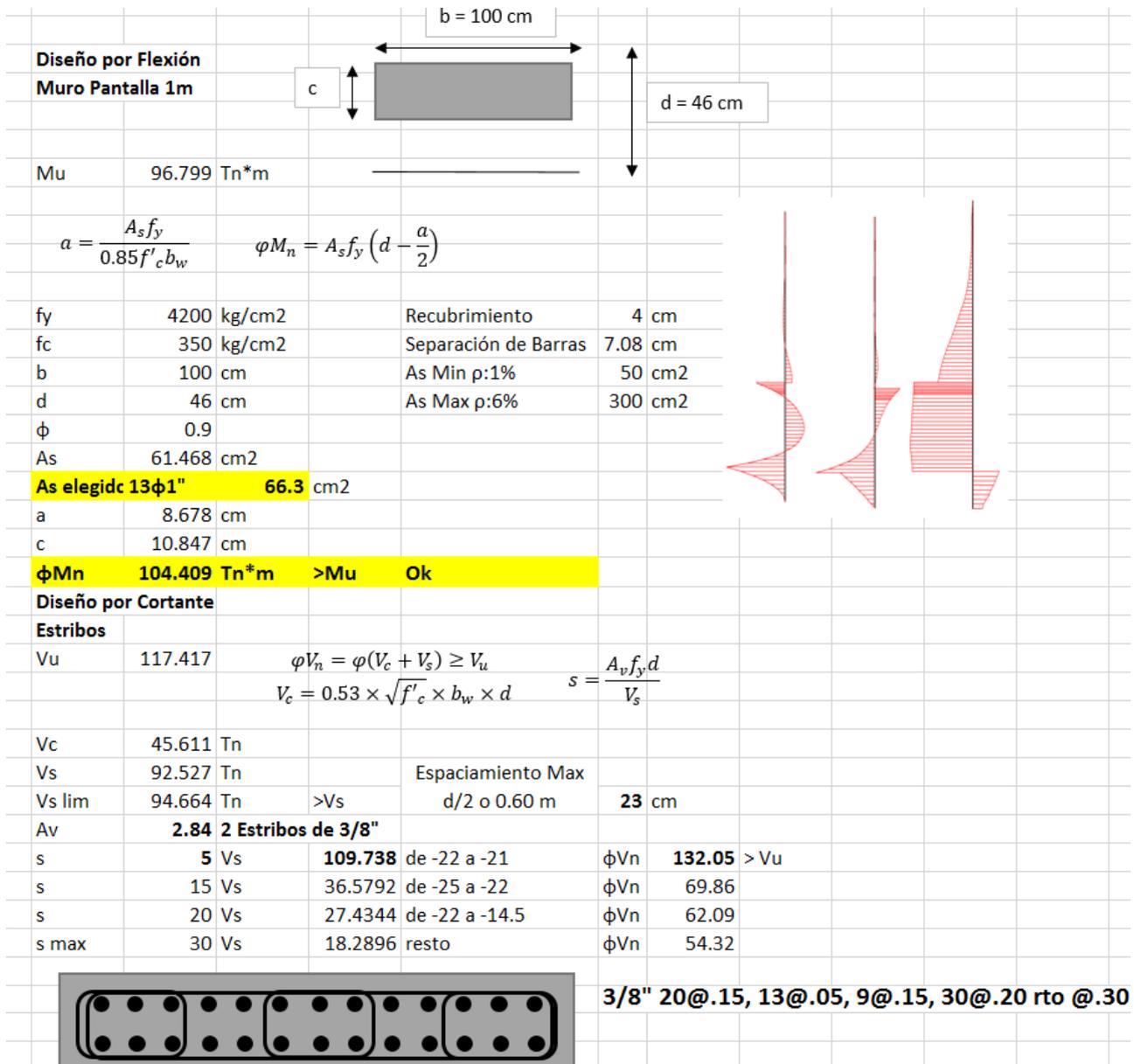
Figura A.85: Diagrama de Momento Flector Caso 3 Estratos



A.13.3 Diseño Muros Pantalla

Se adjuntan las hojas de cálculo del diseño de los muros pantalla. Estas presentan tanto el diseño por flexión, verificación por corte, flexocompresión y diagramas de interacción.

Figura A.86: Diseño Muros Pantalla



Consecuentemente los diseño de flexocompresión de la estructura son:

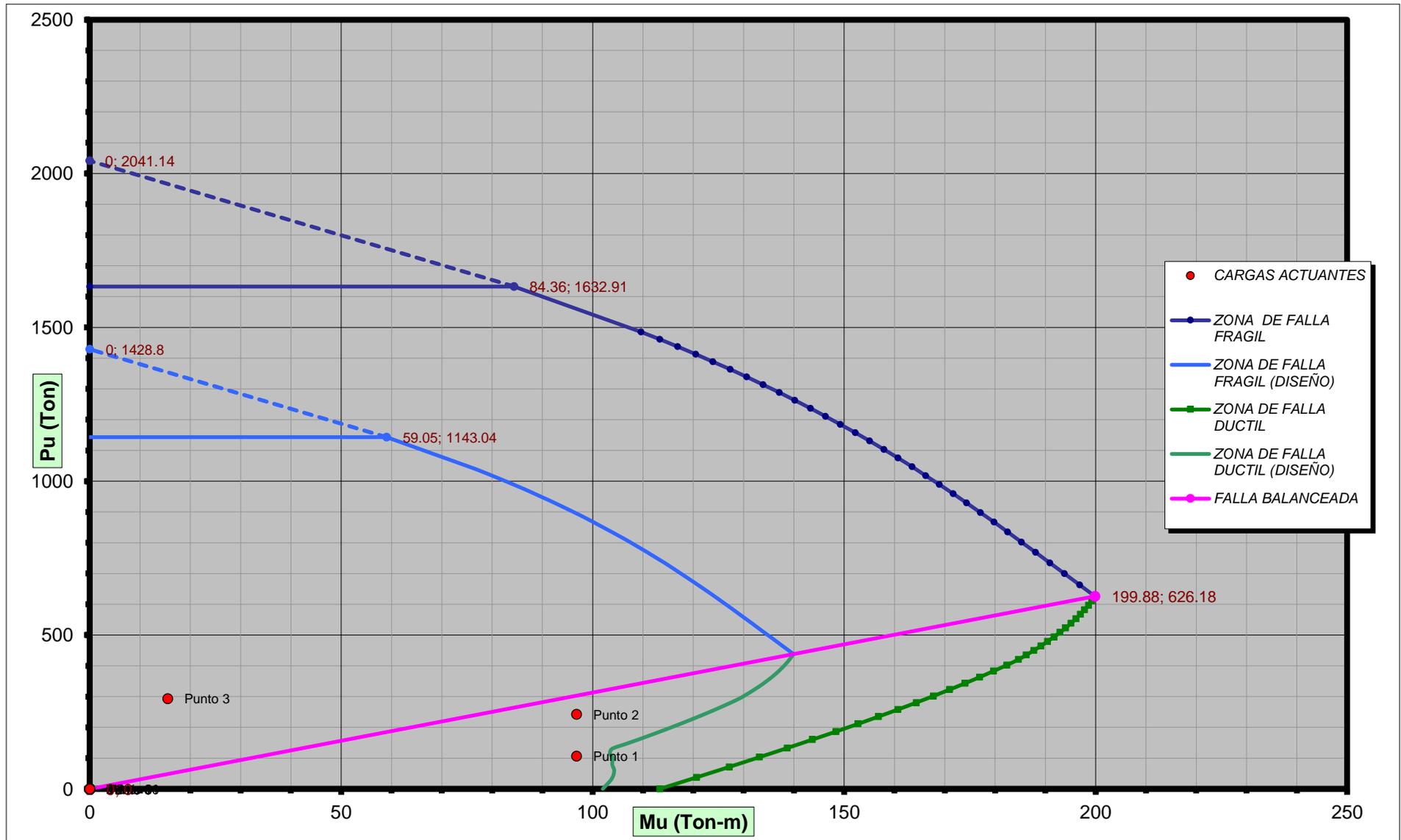
Tabla A.31: Resultados Flexocompresión Muro Pantalla

CARGA CONCENTRICA		FALLA BALANCEADA		FLEXION PURA	
Po (Tn)	2041.14	Cb (cm)	26.31	C (cm)	7.19
ΦPo (Tn)	1428.8	Pb (Tn)	626.18	P (Tn)	0
Pn max (Tn.m)	1632.91	Mb (Tn.m)	199.88	M (Tn.m)	113.33
ΦPn max (Tn.m)	1143.04	ΦPb (Tn)	438.32	ΦP (Tn)	0
		ΦMb (Tn.m)	139.92	ΦM (Tn.m)	102

ZONA DE FALLA FRAGIL								ZONA DE FALLA DUCTIL							
Punto #	c (cm)	a (cm)	Pn (Tn)	Mn (Tn.m)	Φ	ΦPn (Tn)	ΦMn (Tn.m)	Punto #	c (cm)	a (cm)	Pn (Tn)	Mn (Tn.m)	Φ	ΦPn (Tn)	ΦMn (Tn.m)
1	27.07	21.66	663.1	196.82	0.7	464.17	137.78	1	7.81	6.25	37.67	120.66	0.86	32.4	103.76
2	27.84	22.27	699.5	193.81	0.7	489.65	135.67	2	8.42	6.74	71.52	127.16	0.82	58.65	104.27
3	28.6	22.88	734.47	190.92	0.7	514.13	133.65	3	9.04	7.23	103.25	133.16	0.78	80.54	103.87
4	29.37	23.5	769.01	188.05	0.7	538.31	131.64	4	9.66	7.73	132.8	138.67	0.75	99.6	104
5	30.13	24.1	802.29	185.27	0.7	561.6	129.69	5	10.27	8.22	160.14	143.67	0.72	115.3	103.44
6	30.9	24.72	835.24	182.5	0.7	584.67	127.75	6	10.89	8.71	186.44	148.39	0.7	130.51	103.87
7	31.66	25.33	867.07	179.78	0.7	606.95	125.85	7	11.51	9.21	211.51	152.79	0.7	148.06	106.95
8	32.42	25.94	898.26	177.08	0.7	628.78	123.96	8	12.12	9.7	235.14	156.84	0.7	164.6	109.79
9	33.19	26.55	929.24	174.36	0.7	650.47	122.05	9	12.74	10.19	258.26	160.72	0.7	180.79	112.5
10	33.95	27.16	959.26	171.67	0.7	671.48	120.17	10	13.36	10.69	280.61	164.36	0.7	196.43	115.05
11	34.72	27.78	989.14	168.93	0.7	692.4	118.25	11	13.97	11.18	301.94	167.75	0.7	211.36	117.42
12	35.48	28.38	1018.15	166.22	0.7	712.7	116.36	12	14.59	11.67	323.04	171	0.7	226.13	119.7
13	36.24	28.99	1046.69	163.49	0.7	732.68	114.45	13	15.21	12.17	343.62	174.08	0.7	240.53	121.86
14	37.01	29.61	1075.17	160.7	0.7	752.62	112.49	14	15.82	12.66	363.42	176.95	0.7	254.39	123.87
15	37.77	30.22	1102.88	157.92	0.7	772.01	110.54	15	16.44	13.15	383.14	179.72	0.7	268.2	125.8
16	38.54	30.83	1130.56	155.06	0.7	791.39	108.54	16	17.06	13.65	402.5	182.34	0.7	281.75	127.64
17	39.3	31.44	1157.52	152.2	0.7	810.27	106.54	17	17.68	14.14	420.78	184.67	0.7	294.55	129.27
18	40.07	32.06	1184.5	149.25	0.7	829.15	104.48	18	18.29	14.63	435.3	186.21	0.7	304.71	130.35
19	40.83	32.66	1210.8	146.3	0.7	847.56	102.41	19	18.91	15.13	450.06	187.71	0.7	315.04	131.39
20	41.59	33.27	1236.81	143.3	0.7	865.77	100.31	20	19.53	15.62	464.81	189.13	0.7	325.37	132.39
21	42.36	33.89	1262.86	140.2	0.7	884.01	98.14	21	20.14	16.11	479.33	190.45	0.7	335.53	133.32
22	43.12	34.5	1288.31	137.09	0.7	901.82	95.96	22	20.76	16.61	494.09	191.73	0.7	345.86	134.21
23	43.89	35.11	1313.84	133.87	0.7	919.68	93.71	23	21.38	17.1	508.84	192.93	0.7	356.19	135.05
24	44.65	35.72	1338.78	130.63	0.7	937.15	91.44	24	21.99	17.59	523.36	194.04	0.7	366.35	135.83
25	45.41	36.33	1363.5	127.33	0.7	954.45	89.13	25	22.61	18.09	538.12	195.1	0.7	376.68	136.57
26	46.18	36.94	1388.32	123.92	0.7	971.83	86.74	26	23.23	18.58	552.87	196.08	0.7	387.01	137.26
27	46.94	37.55	1412.61	120.48	0.7	988.83	84.33	27	23.84	19.07	567.39	196.98	0.7	397.17	137.88
28	47.71	38.17	1437.02	116.92	0.7	1005.91	81.84	28	24.46	19.57	582.15	197.81	0.7	407.5	138.47
29	48.47	38.78	1460.92	113.34	0.7	1022.65	79.34	29	25.08	20.06	596.9	198.58	0.7	417.83	139
30	49.24	39.39	1484.96	109.63	0.7	1039.47	76.74	30	25.69	20.55	611.42	199.26	0.7	428	139.48



Figura A.87: Diagrama de Interacción Muros Pantalla



A.13.4 Diseño Losa Contrabóveda

El diseño de la losa contrabóveda tiene la complicación de considerar la continuidad en la estructura generada por la conexión de esta con los muros pantalla, sin embargo, como ya se mencionó anteriormente este modelo se ha realizado idealizando rotulas entre estas uniones, lo cual dificulta el diseño, siendo necesario modificar la sección a una tipo T de 70 cm de altura y 100 cm de ala.

Dado que el límite de dicha estructura se presenta en la mitad con un valor crítico de 432.414 tn*m de flexión negativa y 140.561 tn de compresión podemos interpretar que la falla se generará por flexión dado que los momentos son significativamente mayores en esta estructura. Por esta razón el diseño se idealizará únicamente bajo efectos de flexión y corte. (Se comprobará que la relación c/d sea menor que 0.588 para asegurarse que la sección está controlado por tracción).

Figura A.88: Diseño Losa Contrabóveda Flexión Positiva

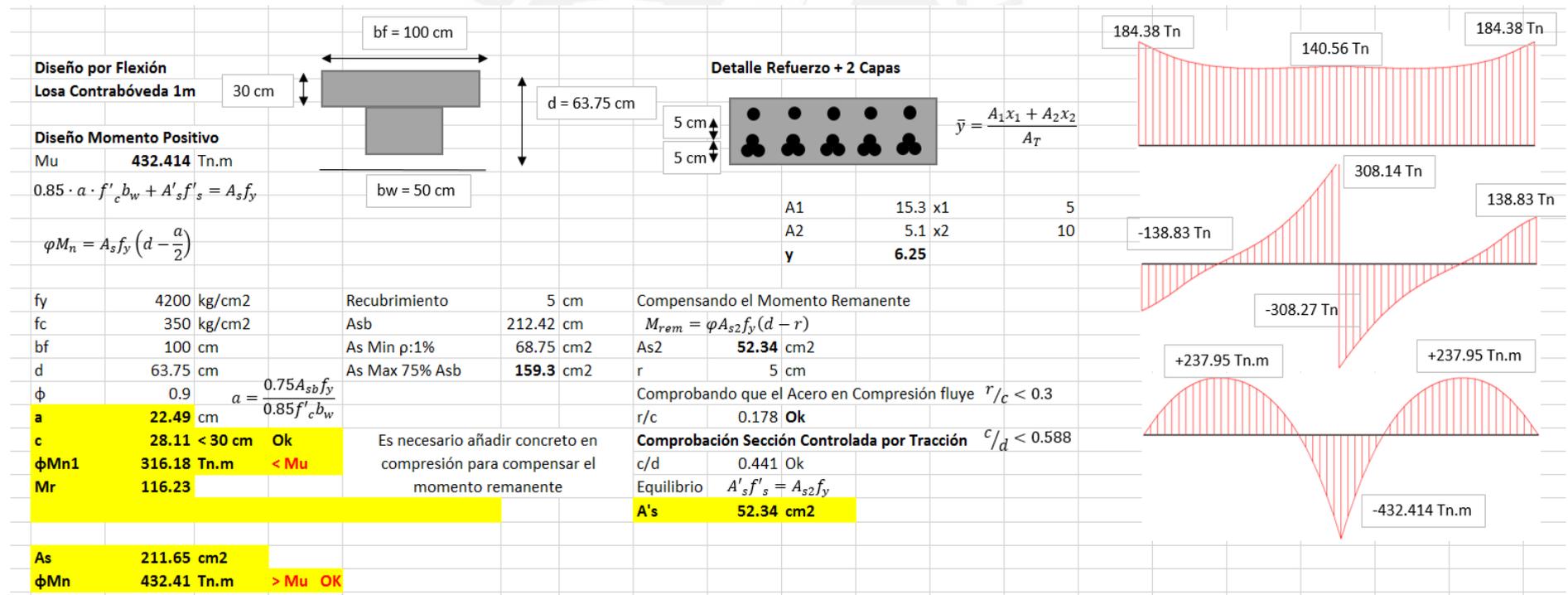


Figura A.89: Diseño Losa Contrabóveda Flexión Negativa

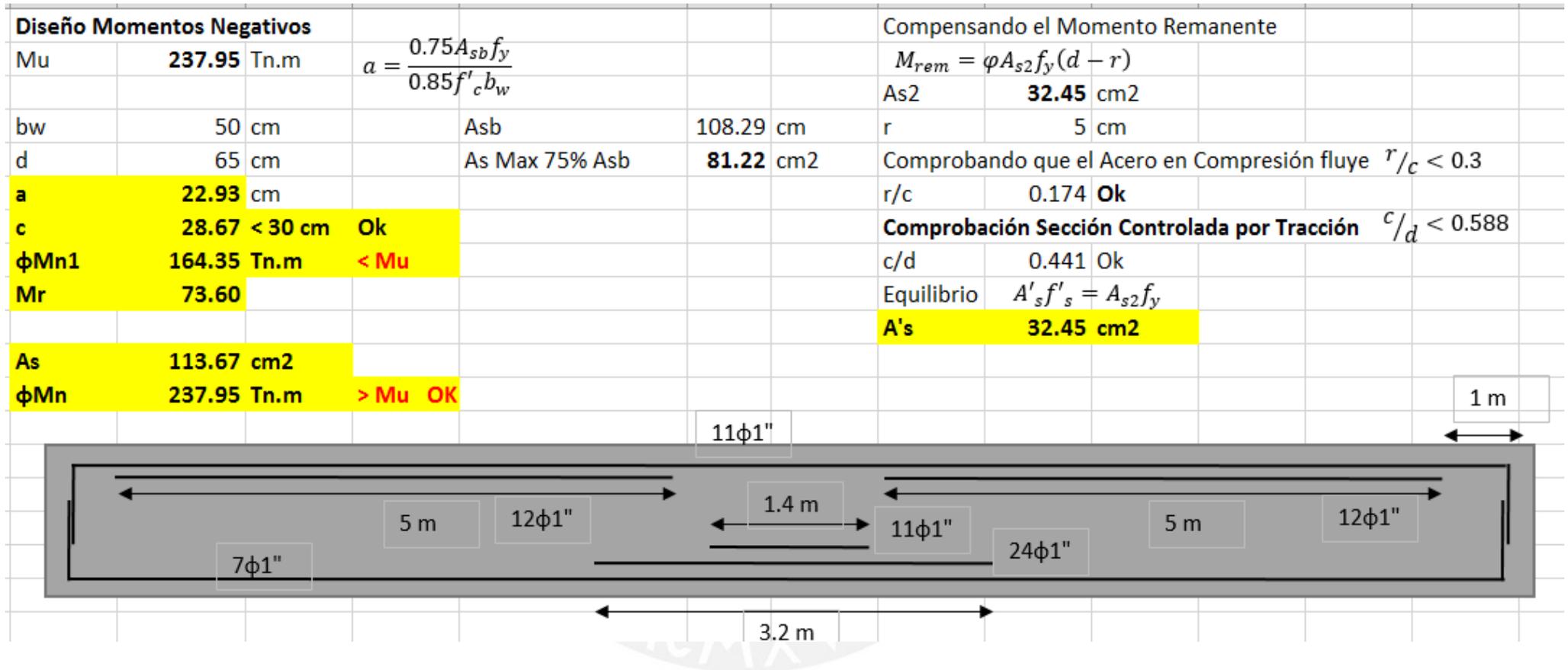


Figura A.90: Diseño Losa Contrabóveda Cortante

Diseño por Cortante					
Estribos					
Vu	308.14	$\phi V_n = \phi(V_c + V_s) \geq V_u$	$s = \frac{A_v f_y d}{V_s}$		
		$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$			
Vc	31.605 Tn				
Vs	330.912 Tn		Espaciamiento Max		
Vs lim	131.192 Tn	< Vs	d/4 o 0.30 m	15.94 cm	Se emplearán 3 Estribos para la zona crítica
Av	5.16	2 Estribos de 1/2"			
s	5 Vs	414.477	de -2.2 a 2.2	ϕV_n	379.17 > Vu
s	10 Vs	138.159	de 2.2 a 3 y 7.9 a 8.9	ϕV_n	144.30
s	15 Vs	92.106	resto	ϕV_n	105.15
2#1/2" 10@.10, 33@.15, 8@.10, 44@.05					

A.13.5 Diseño Placa Central

El diseño de la placa central se adjunta en la siguiente hoja de cálculo:

Figura A.91: Diseño de Placa Central

Diseño por Flexión					
Placa Central					
Mu	0.359 Tn*m				
$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b_w}$		$\phi M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$			
fy	4200 kg/cm2	Recubrimiento	4 cm		
fc	350 kg/cm2	Separación de Barras	10.22 cm		
b	100 cm	As Min ρ :1%	50 cm2		
d	46 cm	As Max ρ :6%	300 cm2		
ϕ	0.9				
As	25.56 cm2				
As elegidc	9#3/4"	25.56	cm2		
a	3.608 cm				
c	4.511 cm				
ϕM_n	42.7005 Tn*m	>Mu	Ok		
Diseño por Cortante					
Estribos					
Vu	0.5601	$\phi V_n = \phi(V_c + V_s) \geq V_u$	$s = \frac{A_v f_y d}{V_s}$		
		$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$			
Vc	45.611 Tn	La cortante la asume completamente la sección de concreto, por lo tanto se considera estribos mínimos.			
Vs	-44.952 Tn				
Vs lim	94.664 Tn	>Vs			
Av	2.84	2 Estribos de 3/8"			
s	30 Vs	18.2896	de -22 a -21	ϕV_n	54.32 > Vu
#3/8" 1@.05, rto @.30					

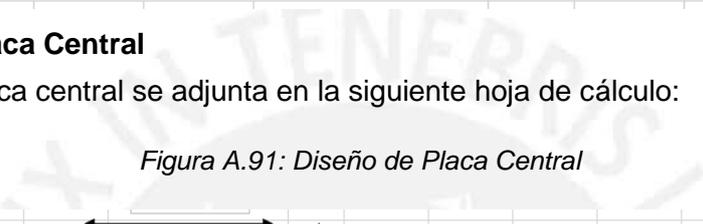


Tabla A.32: Resultados Flexocompresión Placa Central

CARGA CONCENTRICA

Po (Tn)	1704.47
ΦPo (Tn)	1193.13
Pn max (Tn.m)	1363.58
ΦPn max (Tn.m)	954.5

FALLA BALANCEADA

Cb (cm)	26.5
Pb (Tn)	630.73
Mb (Tn.m)	134.31
ΦPb (Tn)	441.51
ΦMb (Tn.m)	94.01

FLEXION PURA

C (cm)	4.79
P (Tn)	0
M (Tn.m)	46.96
ΦP (Tn)	0
ΦM (Tn.m)	42.26

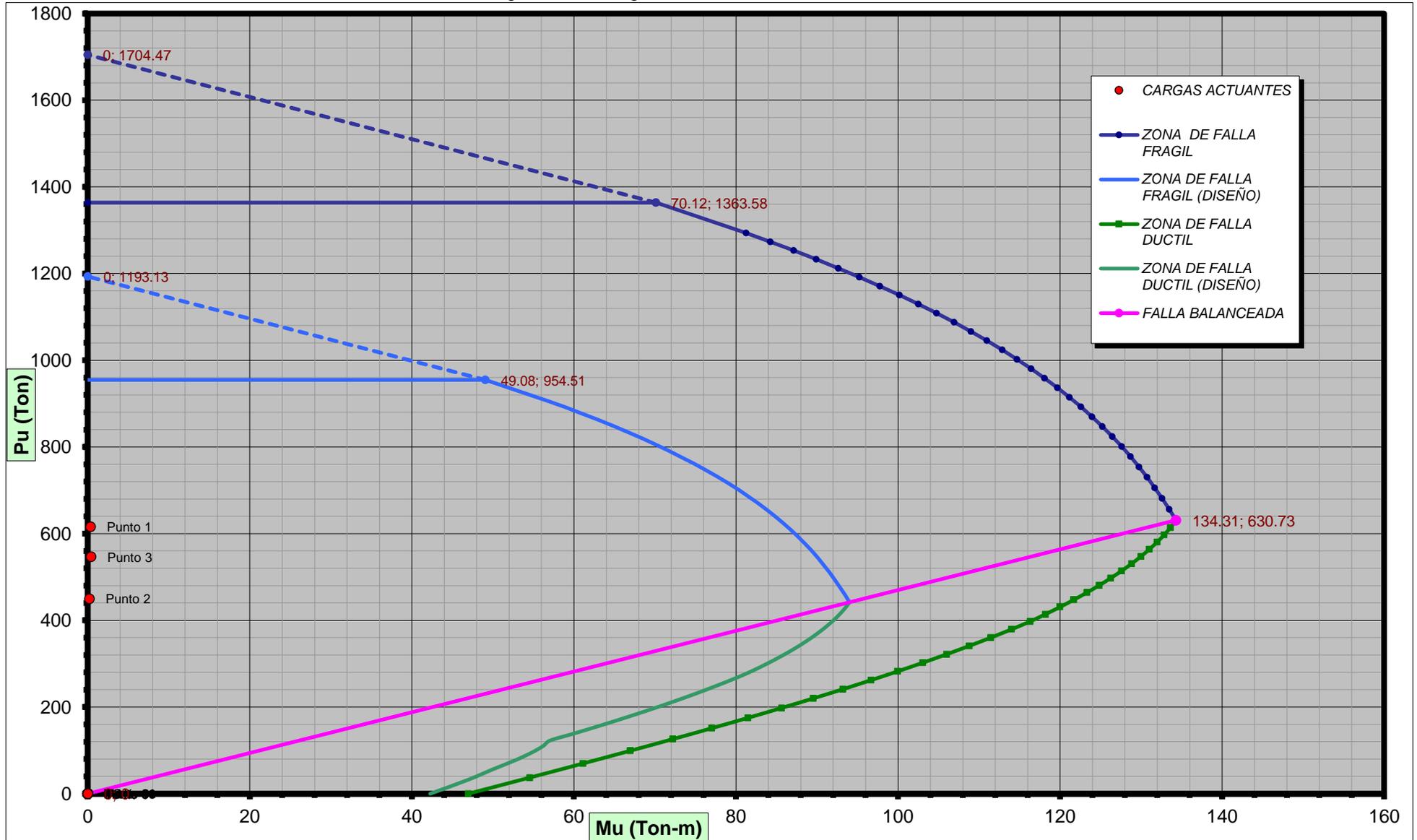
ZONA DE FALLA FRAGIL

Punto #	c (cm)	a (cm)	Pn (Tn)	Mn (Tn.m)	Φ	ΦPn (Tn)	ΦMn (Tn.m)
1	27.26	21.81	656.16	133.47	0.7	459.31	93.43
2	28.02	22.42	681.2	132.6	0.7	476.84	92.82
3	28.77	23.02	705.54	131.7	0.7	493.88	92.19
4	29.53	23.62	729.87	130.76	0.7	510.91	91.53
5	30.29	24.23	753.89	129.76	0.7	527.73	90.83
6	31.05	24.84	777.62	128.71	0.7	544.34	90.1
7	31.81	25.45	801.08	127.61	0.7	560.76	89.33
8	32.56	26.05	823.99	126.46	0.7	576.79	88.52
9	33.32	26.66	846.97	125.24	0.7	592.88	87.67
10	34.08	27.26	869.73	123.95	0.7	608.81	86.76
11	34.84	27.87	892.28	122.59	0.7	624.6	85.81
12	35.6	28.48	914.65	121.16	0.7	640.25	84.81
13	36.35	29.08	936.54	119.67	0.7	655.58	83.77
14	37.11	29.69	958.57	118.09	0.7	671	82.66
15	37.87	30.3	980.43	116.43	0.7	686.3	81.5
16	38.63	30.9	1002.14	114.69	0.7	701.5	80.28
17	39.39	31.51	1023.72	112.87	0.7	716.6	79.01
18	40.15	32.12	1045.16	110.96	0.7	731.61	77.67
19	40.9	32.72	1066.2	109	0.7	746.34	76.3
20	41.66	33.33	1087.4	106.92	0.7	761.18	74.85
21	42.42	33.94	1108.49	104.76	0.7	775.94	73.33
22	43.18	34.54	1129.48	102.51	0.7	790.63	71.76
23	43.94	35.15	1150.36	100.17	0.7	805.25	70.12
24	44.69	35.75	1170.88	97.77	0.7	819.61	68.44
25	45.45	36.36	1191.58	95.24	0.7	834.1	66.67
26	46.21	36.97	1212.19	92.63	0.7	848.53	64.84
27	46.97	37.58	1232.72	89.92	0.7	862.91	62.94
28	47.73	38.18	1253.18	87.11	0.7	877.22	60.98
29	48.48	38.78	1273.29	84.25	0.7	891.3	58.98
30	49.24	39.39	1293.6	81.26	0.7	905.52	56.88

ZONA DE FALLA DUCTIL

Punto #	c (cm)	a (cm)	Pn (Tn)	Mn (Tn.m)	Φ	ΦPn (Tn)	ΦMn (Tn.m)
1	5.49	4.39	37.28	54.57	0.86	32.06	46.93
2	6.19	4.95	69.76	61.13	0.82	57.2	50.12
3	6.89	5.51	99.02	66.95	0.79	78.23	52.89
4	7.59	6.07	125.96	72.21	0.76	95.73	54.88
5	8.29	6.63	151.16	77.03	0.73	110.35	56.23
6	8.99	7.19	175.04	81.49	0.7	122.53	57.04
7	9.69	7.75	197.87	85.64	0.7	138.51	59.95
8	10.39	8.31	219.87	89.54	0.7	153.91	62.68
9	11.09	8.87	241.19	93.21	0.7	168.83	65.25
10	11.79	9.43	261.96	96.67	0.7	183.37	67.67
11	12.49	9.99	282.27	99.95	0.7	197.59	69.97
12	13.19	10.55	302.2	103.06	0.7	211.54	72.14
13	13.89	11.11	321.79	106.01	0.7	225.25	74.21
14	14.59	11.67	341.1	108.81	0.7	238.77	76.16
15	15.29	12.23	360.17	111.46	0.7	252.12	78.02
16	16	12.8	379.3	114.02	0.7	265.51	79.81
17	16.7	13.36	397.46	116.31	0.7	278.22	81.41
18	17.4	13.92	414.12	118.2	0.7	289.88	82.74
19	18.1	14.48	430.78	120	0.7	301.55	84
20	18.8	15.04	447.44	121.7	0.7	313.21	85.19
21	19.5	15.6	464.1	123.32	0.7	324.87	86.32
22	20.2	16.16	480.76	124.84	0.7	336.53	87.39
23	20.9	16.72	497.42	126.26	0.7	348.19	88.38
24	21.6	17.28	514.08	127.6	0.7	359.86	89.32
25	22.3	17.84	530.74	128.84	0.7	371.52	90.18
26	23	18.4	547.4	129.98	0.7	383.18	90.99
27	23.7	18.96	564.06	131.03	0.7	394.84	91.72
28	24.4	19.52	580.72	131.99	0.7	406.5	92.4
29	25.1	20.08	597.38	132.86	0.7	418.17	93
30	25.8	20.64	614.04	133.63	0.7	429.83	93.54

Figura A.92: Diagrama de Interacción Placa Central



A.13.6 Diseño Arco Bóveda

Dada la magnitud del momento, el comportamiento de esta estructura también tendrá un comportamiento controlado por la flexión como en el de la losa ya analizada. Por lo tanto se diseñará bajo el mismo método que esta estructura, evaluando que la relación c/d no supere 0.588 y balanceando el acero en compresión como mecanismo para controlar el momento remanente. La sección a su vez se modifica por una de sección T invertida con un alma de 70 cm y ala de 100 cm.

Figura A.93: Diseño por Flexión Negativa Arco Bóveda

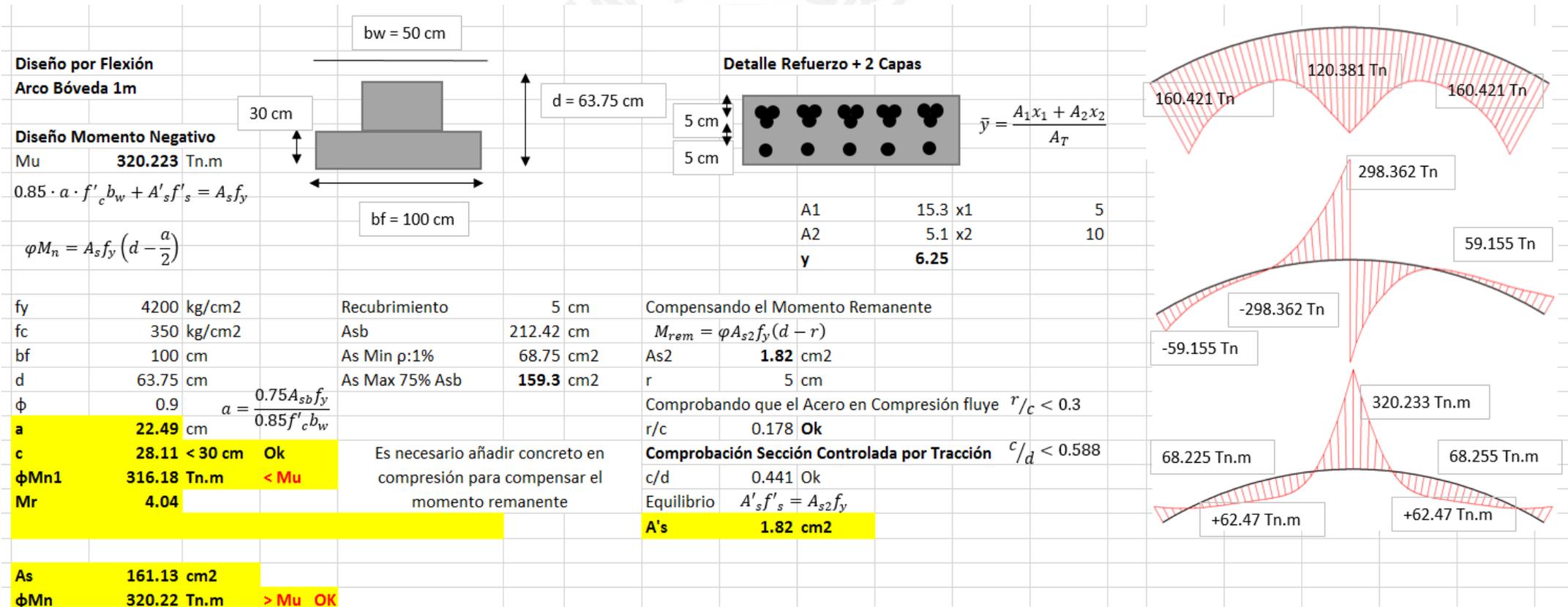


Figura A.94: Diseño por Flexión Positiva Arco Bóveda

Diseño Momento Positivo				Diseño por Flexión			
Mu	62.47	Tn.m	$\alpha = \frac{0.75A_{sb}f_y}{0.85f'_c b_w}$	a	7.63	$\alpha = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b_w}$	$\phi M_n = A_s f_y \left(d - \frac{\alpha}{2} \right)$
bw	50	cm	Asb	108.29	cm	c	9.53 < 30 cm Ok
d	65	cm	As Max 75% Asb	81.22	cm ²	r	5 cm
a	22.932	cm				Comprobando que el Acero en Compresión fluye $r/c < 0.3$	
c	28.665					r/c	0.174 Ok
ϕM_{n1}	164.35	Tn.m	> Mu			Comprobación Sección Controlada por Tracción $c/d < 0.588$	
						c/d	0.441 Ok
As	27.01	cm ²				Equilibrio	$A'_s f'_s = A_{s2} f_y$
ϕM_n	62.47	Tn.m	>= Mu OK			A's	0.00 cm ²

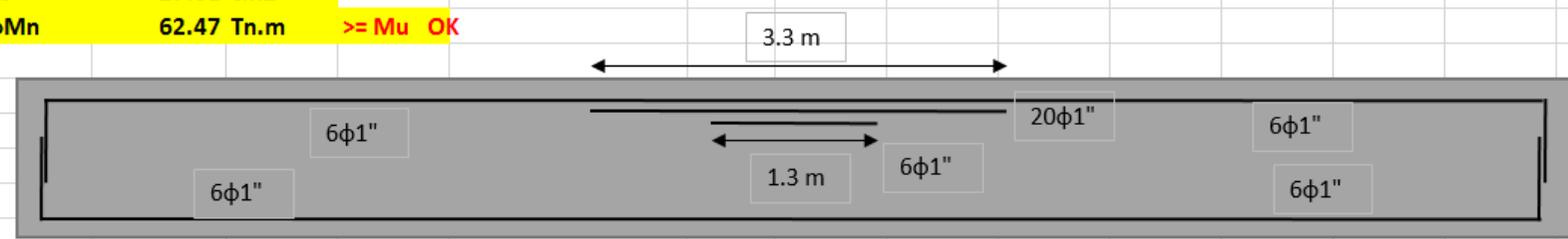


Figura A.95: Diseño por Cortante Arco Bóveda

Diseño por Cortante			
Estribos			
Vu	298.362	$\phi V_n = \phi(V_c + V_s) \geq V_u$	$s = \frac{A_v f_y d}{V_s}$
		$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$	
Vc	31.605	Tn	
Vs	319.409	Tn	Espaciamiento Max
Vs lim	131.192	Tn	d/4 o 0.30 m
Av	5.16	2 Estribos de 1/2"	15.938 cm
s	5 Vs	414.477 de -1.3 a 1.3	ϕV_n 379.17 > Vu
s	10 Vs	138.159 de 1.3 a 2	ϕV_n 144.30
s	15 Vs	92.106 resto	ϕV_n 105.15

Se emplearán 3 Estribos para la zona crítica

2#1/2" 46@.15, 7@.10, 26@.05

A.14 PLANOS DE SECCIÓN CUT&COVER

