



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**  
**SEDE GUAYAQUIL**  
**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**DISEÑO SISMORRESISTENTE DE UNA EDIFICACIÓN DE HORMIGÓN  
ARMADO PARA USO DE UN GIMNASIO**

Trabajo de titulación previo a la obtención del  
Título de Ingeniero Civil

AUTOR: JOEL NICOLAS NAVARRETE CASTILLO.

AUTOR: ADAN OMAR ESPINOZA Espinoza VÉLEZ

TUTOR: ING. LEONARDO JAVIER ECHEVERRÍA, DBA.

**Guayaquil – Ecuador**

**2023**

## CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Nosotros, Joel Nicolás Navarrete Castillo con documento de identificación N° 0803591411 y Adán Omar Espinoza Vélez con documento de identificación N° 0956719439 manifestamos que:

Somos los autores y responsable del presente trabajo; y, autorizamos a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Guayaquil, 05 de agosto del año 2023

Atentamente,

NICOLAS Navarrete

---

Joel Nicolás Navarrete Catillo

0803591411

Adan Espinoza V.

---

Adan Omar Espinoza Vélez

0956719439

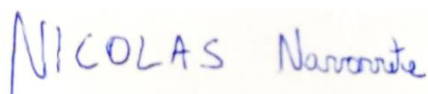
## **CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

Nosotros, Joel Nicolás Navarrete Castillo con documento de identificación N° 0803591411 y Adán Omar Espinoza Vélez con documento de identificación N° 0956719439, expresamos nuestra voluntad y por medio del presente documento cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del proyecto técnico: “ Diseño Sismorresistente De Una Edificación De Hormigón Armado Para Uso De Un Gimnasio”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribimos este documento en el momento que hacemos la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Guayaquil, 05 de agosto del año 2023

Atentamente,



---

Joel Nicolás Navarrete Catillo

0803591411



---

Adán Omar Espinoza Vélez

0956719439

## CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Leonardo Echeverría Fabre, DBA. con documento de identificación N° 0902190883, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: “ Diseño Sismorresistente De Una Edificación De Hormigón Armado Para Uso De Un Gimnasio”, realizado Joel Nicolás Navarrete Castillo con documento de identificación N° 0803591411 y Adán Omar Espinoza Vélez con documento de identificación N° 0956719439, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Artículo Técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Guayaquil, 05 de agosto del año 2023

Atentamente,



---

Ing. Leonardo Echeverría Fabre, DBA.

0902190883



## **DEDICATORIA**

Esta tesis está dedicada a:

A mis padres Fabian Navarrete y Mónica Castillo quienes con su amor y educación me ha forjado como la persona que soy en la actualidad, mucho de mis logros se los debo a ustedes incluyendo este.

A mis hermanos Carlos y Antony que con sus enseñanzas me han permitido llegar lejos y no rendirme ante la adversidad.

A mi abuelito quien me apoyo dándome sus conocimientos en topografía.

A mis tías y tíos que me han apoyado incondicionalmente.

A mis primos y primas que me dieron fuerzas de seguir adelante.

A mi pareja María Belén por darme su apoyo e inspirarme a ser mejor.

A los amigos que me apoyaron.

Con amor.

Nicolas

## **DEDICATORIA**

Primordial Dios que ha sido mi guía, fortaleza y amor ha estado conmigo en todo momento

Culminar los estudios universitarios uno de los retos más importante que se puede alcanzar a lo largo de nuestras vidas; con esfuerzo sacrificio y responsabilidad son sueños que logran cumplirse. Una vez culminado mis estudios, le dedico de manera muy especial a mi abuelo Adan que no se encuentra conmigo, pero desde el primer momento ha estado acompañándome y cuidándome en el camino a mis padres Adan y Mirella quienes con su esfuerzo amor apoyo y paciencia me han permitido llegar a cumplir un sueño y alegría para la familia, gracias por inculcar en mi un ejemplo a seguir de esfuerzo y valentía, no tener adversidades porque Dios está con nosotros siempre.

A mi hermano Leonardo por su apoyo y cariño durante todo este proceso que igualmente le doy, por el mismo proceso universitario que está pasando y que está por lograr y cumplir su sueño. A toda mi familia porque gracias a sus oraciones, consejos palabras de aliento hicieron de mí una mejor persona.

## **AGRADECIMIENTO**

Agradezco especialmente a mis padres, Fabian y Mónica por el apoyo incondicional, gracias por estar siempre presentes, por creer en mí y por brindarme la confianza para perseguir mis sueños académicos. Sin la presencia y el respaldo de mi familia, esta tesis no hubiera sido posible. Ustedes han sido mi inspiración y mi motor para perseverar

Agradezco a mi tutor académico Leonardo Echeverria Fabre por su apoyo constante, orientación y paciencia a lo largo de todo este proceso. Sus conocimientos y experiencia fueron fundamentales para dar forma a este trabajo.

Y Agradezco a Dios por darme fortaleza.

## **AGRADECIMIENTO**

A mis padres, por aconsejarme ayudarme motivarme con palabras de aliento y fuerzas con el sustento necesario para lograr mi formación como profesional

A mi tíos y tías que han estado presente en cada momento apoyándome con sus oraciones igualmente aconsejándome para seguir adelante con mis estudios

A mis abuelos y abuelas que me han acompañado y han estado orando día a día en mi entrada y salida de casa en todo este tiempo de estudio.

A mi hermano por su respeto y cariño por brindarme su apoyo

A mis amigos que me han brindado su amistad, gracias por su apoyo y por haber compartido tanto momentos buenos y malo y que hemos podido seguir adelante a lo largo de nuestros estudios.

## INDICE DE CONTENIDOS

<b>CAPÍTULO 1</b> .....	<b>8</b>
<b>1.1 Problemática</b> .....	<b>8</b>
<b>1.2 Justificación.</b> .....	<b>9</b>
<b>1.3 Objetivos</b> .....	<b>10</b>
<b>1.3.1 Objetivo general</b> .....	<b>10</b>
<b>1.3.2 Objetivos específicos</b> .....	<b>10</b>
<b>CAPÍTULO 2</b> .....	<b>11</b>
<b>MARCO TEÓRICO</b> .....	<b>11</b>
<b>2.1 Diseño Sismorresistente.</b> .....	<b>11</b>
<b>2.1.1 Zonas sísmicas</b> .....	<b>11</b>
<b>2.1.2 Espectro de respuesta para diseño</b> .....	<b>12</b>
<b>2.1.3 Cortante basal</b> .....	<b>12</b>
<b>2.1.4 Deriva de piso</b> .....	<b>12</b>
<b>2.1.5 Período de vibración</b> .....	<b>12</b>
<b>2.1.6 Diseño, calculo y análisis estructural.</b> .....	<b>13</b>
<b>2.1.6.1. Modelado geométrico</b> .....	<b>13</b>
<b>2.1.6.2 Cálculo y análisis de estructuras</b> .....	<b>13</b>
<b>2.1.6.3. Autodesk Robot Structural Analysis Professional</b> .....	<b>13</b>
<b>2.2 Hormigón Armado</b> .....	<b>13</b>
<b>2.2.1. Fundamentación legal.</b> .....	<b>14</b>
<b>2.2.2 Rigidez.</b> .....	<b>15</b>
<b>2.2.3. Ductilidad.</b> .....	<b>15</b>
<b>CAPÍTULO 3</b> .....	<b>15</b>
<b>MARCO TEÓRICO REFERENCIAL.</b> .....	<b>15</b>
<b>3.1. Modelado estructural</b> .....	<b>15</b>
<b>3.2. Aplicación de cargas</b> .....	<b>16</b>
<b>3.3. Análisis sísmico estático</b> .....	<b>16</b>
<b>3.4. Hormigón Armado</b> .....	<b>16</b>
<b>3.4.1 Acero Refuerzo</b> .....	<b>17</b>
<b>3.4.2 Columnas</b> .....	<b>18</b>
<b>3.4.3 Vigas.</b> .....	<b>21</b>
<b>3.4.4 Losas macizas</b> .....	<b>22</b>
<b>3.4.5 Recubrimiento.</b> .....	<b>23</b>
<b>3.5 Características del suelo.</b> .....	<b>23</b>
<b>3.5.1. Perfiles del suelo para el diseño sísmico: Diferentes tipos</b> .....	<b>23</b>
<b>3.5.2. Coeficiente para perfil del suelo <math>F_a</math>, <math>F_d</math> y <math>F_s</math></b> .....	<b>24</b>

3.5.2.1. Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto ( $F_a$ ) .....	24
3.5.2.2. Ampliación a las ordenadas del espectro de respuesta de desplazamiento elástico para el diseño de la roca $F_d$ .....	24
3.5.2.3. Comportamiento no lineal de los suelos $F_s$ .....	25
3.6. Cortante basal.....	25
3.8. Deriva de piso.....	27
3.8.1. Límite de las derivas permitidas por piso. ....	27
3.8.2. Control para las derivas de piso (máximas derivas inelásticas).....	27
3.9. Coeficiente de regularidad en planta( $\phi_p$ ).....	28
3.10. $\phi_e$ Coeficiente de regularidad en elevación. ....	28
3.11. Factor de importancia.....	29
3.12. Ductilidad o factor reducción a la resistencia sísmica $R$ .....	30
CAPÍTULO 4.....	32
Metodología.....	32
4.1. Pasos previos para la realización del proyecto. ....	32
4.1.1. Paso 1.....	32
4.1.2. Paso 2.....	34
4.1.3. Paso 3.....	35
4.2. Modelado geométrico estructural del diseño del edificio.....	37
4.2.1. Creación de materiales.....	41
4.3. Modelación analítica de la estructura, los escenarios de carga de gravedad y las combinaciones de cargas.....	43
4.4. Análisis sísmico Estático. ....	49
4.4.1. Cortante basal.....	53
4.5. Cálculo y análisis de la edificación para determinar su elasticidad y ductilidad. ....	56
4.5.1. Cálculo matriz rigidez lateral respecto al eje (X) . ....	59
4.5.2. Cálculo matriz rigidez lateral respecto al eje (Y). ....	60
4.5.3. Cálculo Derivas de Piso.....	61
4.5.4. Cálculo de los desplazamientos respecto al eje (Y).....	63
4.5.5. Cálculos de desplazamientos elásticos e inelásticos de la edificación por piso.....	64
4.5.5.1. Desplazamientos elásticos e inelásticos en el eje X. ....	64
4.5.5.2. Desplazamientos elásticos e inelásticos en el eje Y. ....	65
4.6. Diseño Elementos de Hormigón Armado .....	66
4.6.1. Losa.....	66
4.6.2. Vigas. ....	73
CAPÍTULO 5.....	87
Resultados. ....	87
5.1. Losas. ....	87

5.2. Vigas.....	89
5.3. Columnas.....	92
5.4. Analisis sismico estatico .....	102
5.5. Cálculo y análisis de la estructura para determinar su elasticidad o ductilidad .....	106
5.5.1. Cálculo de la rigidez para columnas del primer pórtico.....	107
5.5.2. Desplazamientos elásticos e inelásticos en el eje X. ....	114
5.5.3. Desplazamientos elásticos e inelásticos en el eje Y. ....	115
5.6. Conclusión.....	118
Bibliografía. ....	118

### INDICE DE ANEXOS

Anexo 1.- .....	120
Notas de cálculo.....	120
Columna del primer piso D-5 .....	120
Columna segundo piso Eje D-5.....	124
Columna del tercer piso en el eje D-2.....	128
Columna del cuarto piso en el eje D-2.....	132
Viga calculada en este proyecto. ....	136
Nota de calculo para la losa calculada en este proyecto. ....	141
Anexo 2.- .....	250
Planos.....	250
Plano de la columna del primer piso eje D-5.....	250
Plano de la columna del segundo piso eje D-5.....	251
Plano de la columna del tercer piso eje D-2. ....	252
Plano de la columna del cuarto piso eje D-2.....	253
Plano de la viga.....	254
Plano de la losa.....	254

### INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ecuador zona sísmica para diseño.....	11
Figura 2.Soporte de cargas de una columna.....	18
Figura 3.Valor de K.....	19
Figura 4.Separacion de estribos en una columna.....	20
Figura 5.Diagrama de interacciones.....	21

Figura 6. Separación de estribos en una viga.....	22
Figura 7. Tolerancia para d y recubrimiento mínimo.....	23
Figura 8. Coeficiente de regularidad en planta.....	28
Figura 9. Coeficiente de regularidad en elevación.....	29
Figura 10. Pasos previos a la realización del diseño estructural.....	32
Figura 11. Pasos previos para la realización del proyecto.....	35
Figura 12. Pasos previos para la realización del proyecto.....	36
Figura 13. Pasos previos para la realización del proyecto.....	36
Figura 14. ¿ Modelación geométrica de la estructura del diseño arquitectónico .....	37
Figura 15. Creación de materiales .....	41
Figura 16. Casos de carga.....	44
Figura 17. Datos de análisis sísmico estático.....	50
Figura 18. Imágenes de ejemplo de la rigidez lateral de cada piso en el eje ‘X’ y ‘Y’..’Y’.....	57
Figura 19. Imágenes de ejemplo sobre el diseño de hormigón armado en el software de R.....	66
Figura 20. Dimensionamiento de hormigón armado en el software de Robot.....	73
Figura 21. Diseño de elementos de hormigón armado en el software de Robot.....	80
Figura 22. Planos de ejecución por Robot.....	84
Figura 23. Nota de cálculo.....	86
Figura 24. Rigidez lateral de cada piso en el eje X (método de wilbur).....	107
Figura 25. Rigidez lateral de cada piso en el eje Y (método de wilbur).....	107
Figura 26. Matriz de rigidez lateral.....	109
Figura 27. Análisis de rigidez lateral en X.....	111
Figura 28. Rigidez Lateral en el eje X.....	111
Figura 29. Análisis de rigidez lateral en Y.....	112
Figura 30. Rigidez Lateral en el eje y.....	113
Figura 31. Matriz fuerza.....	113
Figura 32. Deriva de piso en el eje X.....	114
Figura 33. Deriva de piso en el eje Y.....	114
Figura 34. Desplazamientos inelásticas en el eje X.....	115
Figura 35. Desplazamientos inelásticos en el eje X.....	116
Figura 36. Derivas elásticas en el eje X.....	117
Figura 37. Derivas elásticas en el eje Y.....	117



## INDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1 Zonas sísmicas.....</b>	<b>11</b>
<b>Tabla 2 amplificación espectral n.....</b>	<b>23</b>
<b>Tabla 3.Coeficiente de perfil de suelo Fa.....</b>	<b>24</b>
<b>Tabla 4. Coeficiente de perfil de suelo Fd.....</b>	<b>24</b>
<b>Tabla 5. Coeficiente de perfil de suelo Fs. ....</b>	<b>25</b>
<b>Tabla 6 Determinación periodo de vibración (T). ....</b>	<b>26</b>
<b>Tabla 7 Límite de las derivas permitidas por piso.....</b>	<b>27</b>
<b>Tabla 8.. Factor de importancia. ....</b>	<b>29</b>
<b>Tabla 9.Factor R. ....</b>	<b>30</b>

## **Resumen**

El presente trabajo de tesis se centra en el diseño sismorresistente de una edificación de hormigón armado destinada al uso de un gimnasio. El principal objetivo de la investigación poder desarrollar un diseño estructural que garantice la seguridad y la adecuada respuesta frente a cargas sísmicas, considerando la ubicación geográfica y las características específicas en el gimnasio.

El resumen comienza con una revisión detallada sobre la literatura existente del diseño sismorresistente o análisis estructural de edificaciones de hormigón armado. Esta revisión proporciona una base teórica sólida para tomar las decisiones al momento del proceso de diseño, incorporando los avances más recientes en la disciplina.

Posteriormente, se detalla la metodología empleada que llevara a cabo sobre el diseño sismorresistente del gimnasio. Se describe los parámetros de diseño, las normativas y códigos sísmicos aplicados, y los criterios para la modelación y análisis estructural.

Próximamente, se presentará los resultados obtenidos del análisis estructural y diseño sismo resistente del gimnasio. Se muestran las derivas elásticas e inelásticas, el modelado estructural, planos estructurales y planos arquitectónicos, las diferentes combinaciones de carga, etc.

La solución o detalle de los resultados obtenidos es discutido en el contexto de las normativas y códigos de diseño sísmico vigentes, destacando el grado de seguridad alcanzando la capacidad de la estructura al resistir eventos sísmicos.

Palabras claves: Diseño sismorresistente, edificación de hormigón armado, gimnasio, cargas sísmicas, normativas y códigos sísmicos, Análisis estructural, planos, combinaciones de carga, eventos sísmicos.

**Abstract.**

This thesis work focuses on the seismic-resistant design of a reinforced concrete building for the use of a gym. The main objective of the research is to be able to develop a structural design that guarantees safety and adequate response to seismic loads, considering the geographical location and the specific characteristics of the gym.

The summary begins with a detailed review of the existing literature on seismic resistant design or structural analysis of reinforced concrete buildings. This review provides a solid theoretical foundation for decision-making in the process, incorporating the latest advances in the field.

Subsequently, the methodology employed to carry out the seismic-resistant design of the gymnasium is detailed. The selection of design parameters, applicable seismic codes and regulations, as well as criteria for structural modeling and analysis are described.

Next, the results of the structural and seismic analysis of the gymnasium are presented. Elastic and inelastic drifts, structural modeling, structural plans, architectural plans, and various combinations of loads are shown, among other aspects.

The obtained results are discussed within the context of current seismic design codes and regulations, highlighting the achieved level of safety and the structure's capacity to withstand seismic events.

**Keywords:** Seismic-resistant design, reinforced concrete building, gymnasium, seismic loads, seismic codes and regulations, structural analysis, plans, load combinations, seismic events.

## CAPÍTULO 1

### 1.1 Problemática

Ecuador es uno de los países que se encuentran dentro del cinturón de fuego del Océano Pacífico por lo que es propenso a que haya actividades sísmicas que dejan destrucción a su paso, a lo largo de los años Ecuador ha sufrido varios sismos que han afectado a los ciudadanos y que ha dejado pérdidas materiales y humanas.

Ecuador ha sufrido grandes eventos sísmicos a lo largo de los años como:

sismo de Esmeraldas el 31 de enero de marzo 6 con una magnitud de 8.8 y una duración de cinco minutos.

- Sismo de Esmeraldas el 19 de enero de 1958 con una magnitud de 7.8 y una duración de un setenta y cinco segundos.
- Esmeraldas el 9 de abril de 1976 con magnitud de 6.7 y una duración de treinta y cinco segundos.
- Cerca de la ciudad de Macas ocurrió un sismo el 3 de octubre de 1995.
- Además, en el año de 1979 ocurrió un sismo con una magnitud de 8.1 en Tumaco que afecto al ecuador por la cercanía de este lugar.
- Pedernales 16 de abril de 2016 con magnitud de 7.8.
- El más reciente que se dio en Guayaquil el 18 de marzo del 2023 con una magnitud de 6.8.

Ecuador se divide en seis zonas sísmicas las cuales están catalogadas como zonas de alta actividad con excepción del nororiente que tiene una amenaza intermedia y del litoral ecuatoriano que presenta una amenaza muy alta. Estos sismos son eventos naturales que dejan destrucción a su paso, al producirse estos movimientos se liberan ondas que transmiten la energía en la superficie de la tierra. Debido a esto el deber de los ingenieros civiles es estudiar estos tipos de sismos y realizar estructuras previamente calculadas, de esta forma se podrá salvaguardar la vida de las personas dentro de las edificaciones que se realicen a lo largo de los años. La ciudad de Guayaquil está ubicada en una zona sísmica alta por lo que se propone realizar una edificación sismo resistente.

## **1.2 Justificación.**

En Ecuador el día 16 de abril del 2016 ocurrió un movimiento sísmico que dejó destrucción a su paso, debido a esto y a la historia sísmica dentro del país se ha propuesto realizar el diseño sísmo resistente de una edificación para el uso de un gimnasio.

Lo considerable al momento de realizar los cálculos, un buen diseño y calculo estructural puede minimizar el riesgo de colapso en las edificaciones también se puede garantizar los servicios esenciales, como hospitales, escuelas, centros de emergencia y comunicación.

Se procederá a realizar un análisis exhaustivo para los requisitos y normativas locales, así como de las características específicas del uso del gimnasio, con el fin de diseñar una estructura segura, funcional y eficiente.

El trabajo se dividirá en varias etapas. En primer lugar, se realizará un respectivo estudio para cargas, solicitaciones que podrán intervenir en la estructura, considerando tanto las cargas permanentes como las cargas vivas presentes en un gimnasio, con el fin de diseñar una estructura segura, funcional y eficiente.

Cumpliendo con las normativas y regulaciones se puede evitar grandes daños y se pueden garantizar la protección de las vidas humanas dentro de las edificaciones.

Para el diseño sismorresistente se deben tener en cuenta varios factores como la ubicación del terreno, las normativas y regulaciones sísmica vigentes en la ubicación específica, las cuales cumplirán con los requisitos mínimos para la resistencia sísmica.

También se deberán tomar en cuenta los detalles constructivos, como la calidad de los materiales, las técnicas de construcción y las conexiones estructurales, deben cumplir con altos estándares de calidad para garantizar una buena edificación.

### **1.3 Objetivos**

#### **1.3.1 Objetivo general**

- Diseñar una estructura de hormigón armado de 3 plantas para uso de un gimnasio

#### **1.3.2 Objetivos específicos**

- Modelar la estructura geométrica según el diseño arquitectónico en el software de Robot Structural Analysis Professional
- Cálculo y análisis sísmico de la estructura según la Nec-15 y la ACI-318M
- Diseño de elementos de hormigón armado

## CAPÍTULO 2

### MARCO TEÓRICO

#### 2.1 Diseño Sismorresistente.

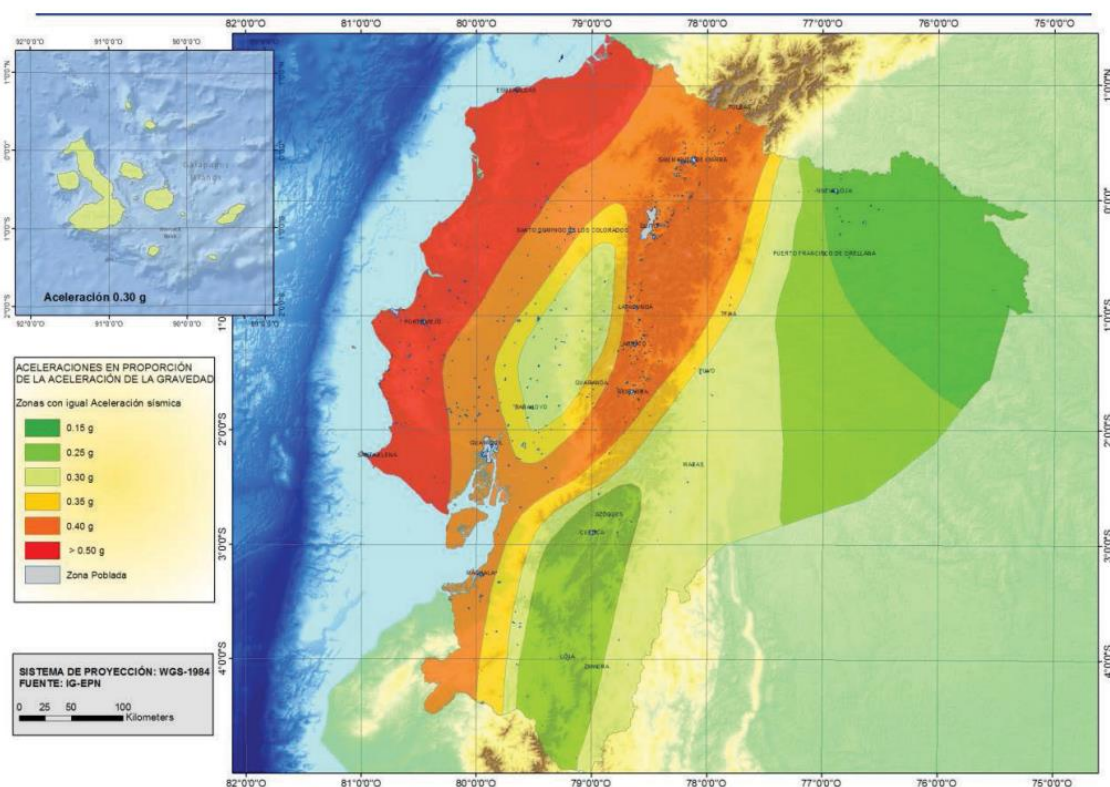
##### 2.1.1 Zonas sísmicas.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción usa el valor de Z para representar la aceleración máxima en roca, este valor se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

El sitio donde se realizará la estructura determinará el valor del factor Z de acuerdo con el mapa de la figura 1.

#### Figura 1. Ecuador zona sísmica para diseño

*Ecuador, zona sísmica para diseño.*



Fuente: NEC, Peligro Sísmico. Diseño Sismo resistente, 2014

#### Tabla 1

*Zonas sísmicas.*

Zona sísmica	1	2	3	4	5	6
Valor factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	>0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: NEC, Peligro Sísmico. Diseño Sismo resistente, 2014

### **2.1.2 Espectro de respuesta para diseño**

Para el diseño sísmico en la estructura se utiliza con el fin para estimar las fuerzas sísmicas que actúan sobre ellas, tiene como objetivo proporcionar un modelo simplificado de las características de un sismo y un efecto en la estructura.

Este se obtiene basándose a restricción geológica, tectónica o sismológica siendo del tipo de suelo asociado del lugar donde se construirá.

### **2.1.3 Cortante basal**

Este es una fuerza o carga sísmica el cual actúa en la base de la edificación durante el evento o hecho sísmico. Como una fuerza principal que deben ser consideradas en el diseño sísmico de estructuras.

### **2.1.4 Deriva de piso**

Este se refiere a los desplazamientos entre diferentes nivel o pisos de una estructura durante un evento sísmico. Es una medida de la deformación o distorsión experimentada por la estructura debido a la fuerza sísmica.

En general se expresa como un porcentaje del alto del piso como una relación ente los desplazamientos horizontales en diferentes niveles en la edificación. Esta se procede a calcular restando los desplazamientos del extremo superior y los desplazamientos del extremo inferior del piso.

### **2.1.5 Período de vibración**

Es una propiedad característica de un sistema estructural o de un objeto que está vibrando. Se refiere al tiempo a tardase en completar el lapso completo del periodo de vibración.



Esta etapa está influenciada por las características físicas y geométricas del sistema, como la masa, rigidez y configuración del elemento estructural general.

En las estructuras los periodos de vibración dependen de si masa total y de su rigidez. A medida que aumenta la rigidez o aumenta la masa en la edificación, los periodos de vibración incrementaran.

## **2.1.6 Diseño, calculo y análisis estructural.**

### **2.1.6.1. Modelado geométrico**

El proceso de mostrar y describir la geometría tridimensional de un edificio o sistema estructural. Puede incluir detalles específicos sobre la geometría de diversos componentes estructurales, como pilares, vigas, muros, conexiones y otros. También puede incluirse la ubicación de los elementos, los sistemas de referencia y cualquier otra información pertinente.

### **2.1.6.2 Cálculo y análisis de estructuras**

Es el procedimiento utilizado para evaluar y confirmar la capacidad de una estructura para soportar las cargas y fuerzas que se le aplican. Implica utilizar métodos e ideas de la ingeniería estructural para evaluar cómo reaccionará una estructura ante diversos escenarios de carga.

Para realizar cálculos y análisis estructurales precisos y exhaustivos es necesario utilizar instrumentos matemáticos, modelos informáticos y software especializado.

### **2.1.6.3. Autodesk Robot Structural Analysis Professional**

Permite a los usuarios modelar y evaluar tanto estructuras sencillas como complicadas, incluidas estructuras, puentes, edificios. Para realizar análisis estáticos y dinámicos, análisis de tensiones y deformaciones, análisis de vibraciones, análisis de estabilidad y otras tareas, ofrece una amplia gama de herramientas y funcionalidades.

## **2.2 Hormigón Armado**

El hormigón y el acero de refuerzo se combinan para crear hormigón armado, que puede utilizarse para crear elementos como

- Pilares.
- Vigas.
- Losas.

- Acero de refuerzo

### **2.2.1. Fundamentación legal.**

Dada la posición georreferenciada de Ecuador, que indica que se encuentra en una región de fuerte actividad sísmica, una construcción sismorresistente es crucial. El país hace de la seguridad de las personas y los bienes frente a los terremotos una de sus principales preocupaciones.

Las siguientes directrices se aplicarán a esta obra:

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), que especifica las normas técnicas precisas para garantizar la seguridad sísmica de los edificios dentro de la nación, recibirá la mayor parte de la atención. Se emplearán las secciones pertinentes de la norma, como los criterios de diseño, los requisitos de los materiales, las técnicas analíticas, etc.

En la Norma Ecuatoriana de Construcción se utilizará la siguiente terminología:

- NEC-SE-CG Cargas (No Sísmicas)
- NEC-SE-DS. Peligro sísmico, diseño sismorresistente.
- NEC-SE-HM. Estructuras De Hormigón Armado.
- NEC-SE-RE. Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras.

Dentro del presente trabajo se utilizará también como guía la Norma ACI-318M emitida por el American Concrete Institute (ACI), esta norma es ampliamente reconocida y utilizada como una referencia técnica para la creación de estructuras de hormigón armado.

Los códigos de edificación locales de Ecuador, como la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) y el Reglamento para el Diseño y Construcción de Estructuras de Hormigón Armado y Puentes (RHE), están muy influidos por las directrices y prácticas elaboradas por la Comisión Europea la ACI-318M. estas normativas locales pueden adaptar o incorporar requisitos adicionales específicos del contexto sísmico y constructivo de Ecuador.

También se deberá tomar en cuenta que las normativas pueden utilizarse o modificarse con el tiempo, por lo que es esencial el consultar las versiones más recientes y cualquier modificación emitida por los organismos competentes, como el cemento y el hormigón están regulados y controlados por la (ARCCOH). y el Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN), para asegurarse de cumplir con los requisitos vigentes.

### **2.2.2 Rigidez.**

Capacidad de una estructura para soportar la deformación bajo cargas externas, que es una medida de la resistencia de la estructura a los cambios de forma o configuración.

La rigidez está relacionada con la capacidad de una estructura para mantener su integridad y estabilidad. Las estructuras rígidas experimentan deformaciones mínimas o despreciables bajo la acción de cargas, lo que significa que mantiene su forma y posición original.

Esto depende de una serie de variables, como el material utilizado y la disposición y forma de los componentes estructurales, como pilares, vigas y losas.

Las estructuras con alta rigidez proporcionan estabilidad, resistencia y capacidad de carga adecuada, sin embargo, es necesario permitir ciertas deformaciones controladas para evitar tensiones excesivas o fallas en la estructura.

### **2.2.3. Ductilidad.**

La capacidad de los materiales y estructuras para doblarse plásticamente antes de romperse se denomina atributo mecánico. Se refiere a la capacidad de un material para experimentar deformaciones significativas y duraderas sin perder la integridad estructural.

La capacidad de una estructura para deformarse se denomina ductilidad en estructuras. plásticamente antes de fallas bajo cargas extremas, como las generadas por un terremoto, una estructura dúctil tiene la capacidad de absorber energía durante deformación, lo cual, reduce el riesgo de colapso repentino y permite una respuesta más segura de la estructura.

## **CAPÍTULO 3.**

### **MARCO TEÓRICO REFERENCIAL.**

#### **3.1. Modelado estructural**

Se realizará una representación digital de la estructura y sus partes, en la que se especificarán las características geométricas, la composición y otros atributos de componentes estructurales como pilares, vigas, conexiones y otros elementos.

### **3.2. Aplicación de cargas**

Se trata de una etapa crucial en el diseño de estructuras, ya que permite evaluar el potencial de resistencia y estabilidad de los elementos estructurales. Para simular las fuerzas y efectos que afectarán a una estructura a lo largo de su vida útil, se le aplican cargas.

Se identificarán las cargas y fuerzas de la estructura, incluyendo elementos como la gravedad, los terremotos, el viento y las cargas de servicio, entre otros. Para reproducir las condiciones reales a las que estará sometida la estructura, estas cargas se aplicarán al modelo estructural.

### **3.3. Análisis sísmico estático**

Este método se emplea para evaluar la respuesta de una estructura a las fuerzas sísmicas. El análisis sísmico estático se basa en la evaluación de una carga equivalente estática que representa las fuerzas sísmicas, a diferencia del análisis sísmico dinámico, que tiene en cuenta la reacción en el dominio temporal.

En primer lugar, se realizará un estudio exhaustivo de las técnicas analíticas más populares, incluidos el método de superposición modal, el método del coeficiente de participación y el método de la fuerza lateral equivalente. Se abordarán los fundamentos teóricos y las presunciones de cada método, así como su aplicación práctica y comparativa en diversos tipos de estructuras.

Se analizarán las limitaciones y las simplificaciones inherentes al análisis sísmico estático, como la consideración de un solo modo de vibración o la omisión de efectos de la respuesta en el tiempo. Se investigará como estas limitaciones pueden afectar la precisión de los resultados y la seguridad estructural, especialmente en estructuras complejas o en eventos sísmicos de alta intensidad.

### **3.4. Hormigón Armado**

El hormigón y el acero de refuerzo constituyen las dos partes principales del hormigón armado, que es un material de construcción. A diferencia del hormigón ordinario, esta combinación de materiales combina la resistencia a la tracción del acero con la resistencia a la compresión del hormigón para producir una estructura con mayor capacidad de carga.

Este método de construcción se basa en la utilización de las cualidades complementarias de ambos materiales; el acero tiene una gran resistencia a la tracción, mientras que el hormigón puede soportar esfuerzos de compresión.

Se utiliza ampliamente en el desarrollo de muchos tipos de construcciones, como puentes, presas y edificios.

### **3.4.1 Acero Refuerzo**

Es una sustancia utilizada para reforzar la resistencia de las construcciones de hormigón armado a los esfuerzos de flexión y tracción. Antes de verter el hormigón fresco, se dispersa en las partes de la estructura sometidas a esfuerzos de tracción, como pilares, vigas, losas y cimientos, y se ofrece en forma de barras de acero onduladas o lisas.

El objetivo principal del acero de refuerzo es resistir las tensiones de tracción producidas dentro de la estructura. Cuando se aplican cargas a una estructura, el acero de armadura se somete a tensión y el hormigón se comprime, dando lugar a una combinación potente y eficaz. El acero está unido al hormigón, y la interacción entre los dos materiales.

Para garantizar la seguridad y robustez de la construcción, se utilizan las normativas vigentes en cada país para determinar la cantidad de acero de armadura, la distribución de las barras, los detalles de las juntas y las normas de diseño.

La relación entre las tensiones a las que se somete el acero y las deformaciones resultantes se representa gráficamente para el acero de armadura. Para comprender cómo se comporta el acero de armadura bajo las cargas, esta curva se utiliza en el análisis y diseño de estructuras de hormigón armado.

Los componentes elásticos y plásticos constituyen las dos partes principales de la curva tensión-deformación del acero.

En la parte elástica de la curva, el acero responde linealmente a los esfuerzos aplicados. Esto significa que la deformación es proporcional al esfuerzo, y el acero puede recuperar completamente su forma original cuando se retiran los esfuerzos.

A medida que los esfuerzos aplicados aumentan, el acero eventualmente alcanza su límite elástico. En este punto, la deformación del acero comienza a volverse permanente, incluso cuando se retiran los esfuerzos.

En la parte plástica de la curva, el acero de refuerzo puede deformarse considerablemente sin aumento significativo en los refuerzos. La deformación plástica se debe a la redistribución de esfuerzos en el acero y pueden continuar hasta que el acero alcance su punto de fluencia, el cual

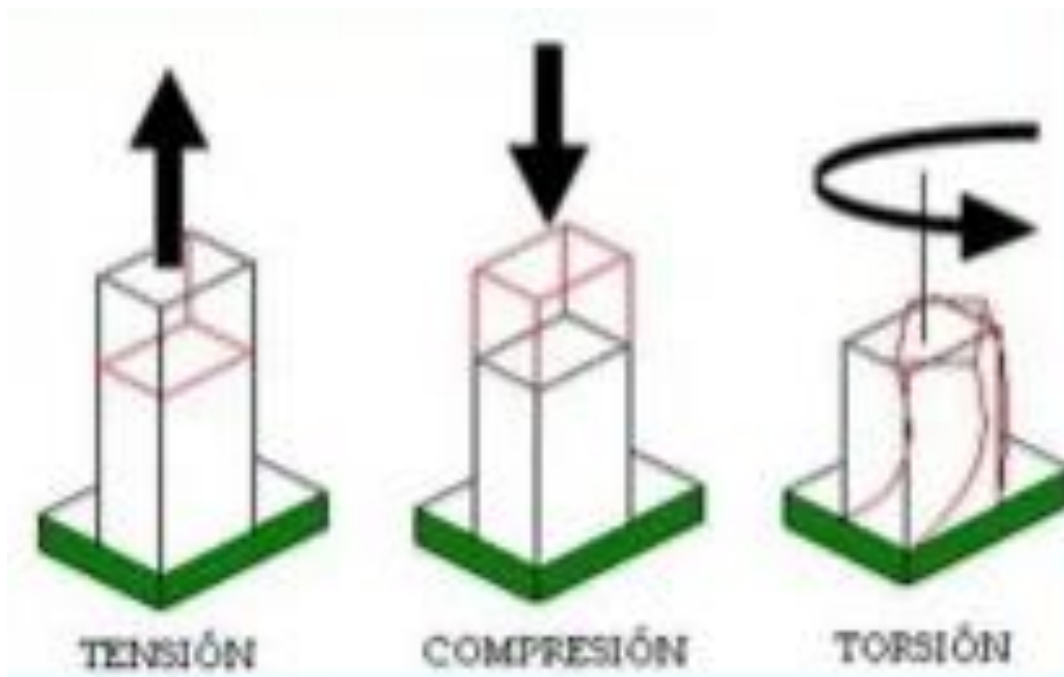
es el punto en el cual el acero muestra un aumento significativo de la deformación, después de este punto el acero de refuerzo continúa deformándose en la región plástica hasta que alcanza su resistencia última, que es la capacidad máxima de resistencia del acero.

### 3.4.2 Columnas

Uno de los componentes más cruciales para la estabilidad de un edificio, estos elementos verticales soportan las fuerzas de compresión y flexión, además de transmitir las cargas estructurales a la base.

**Figura 2.**

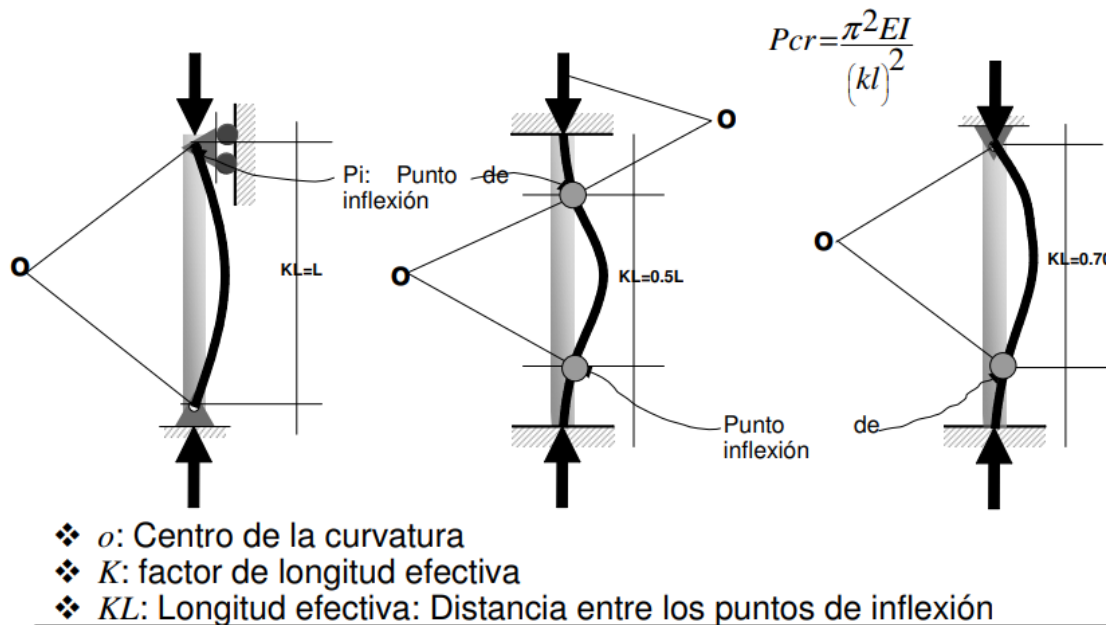
*Soporte de cargas de una columna.*



Fuente: (Menher.A, 2013)

**Figura 3.**

Valor de  $K$ .



Fuente: Guía de columnas esbeltas, Ing. Cesar Leônidas Cancino Rodas Docente UPAO

Dentro de este trabajo se investigará el comportamiento estructural de las columnas, analizando el efecto de la relación de altura-diámetro, la esbeltez, los efectos de segundo orden y el confinamiento; como también se examinará el diseño y dimensionamiento de las columnas para resistir cargas axiales y momentos flexionales, considerando las normativas y códigos aplicables.

La NEC de estructuras de Hormigón armado en la parte 4.3.1 del código especifica que para elementos a flexo-compresión se deberá tomar en cuenta que las cargas axiales que soporte el elemento no pueden exceder el  $0.10 \cdot f'c \cdot A_g$ .

También establece que la dimensión más pequeña de la sección transversal no puede ser inferior a 30 cm.

Estimaremos las dimensiones de la columna y una cantidad longitudinal de 1 para el análisis inicial de una columna de hormigón armado. La norma ACI 318R-19 especifica que la cuantía longitudinal debe ser como mínimo de 0,01 y como máximo de 0,06, mientras que la norma

NEC-SE-HM, en su apartado 4.3.3, especifica que cuantía máxima de armadura longitudinal especifica que la cuantía debe estar entre 0.01 y 0.03.

Para la separación de estribos en una columna se tomarán en cuenta las separaciones que recomienda la norma en la sección 4.3.4. Refuerzo transversal (Figura 2).

**Figura 4.**

*separación de estribos en una columna.*

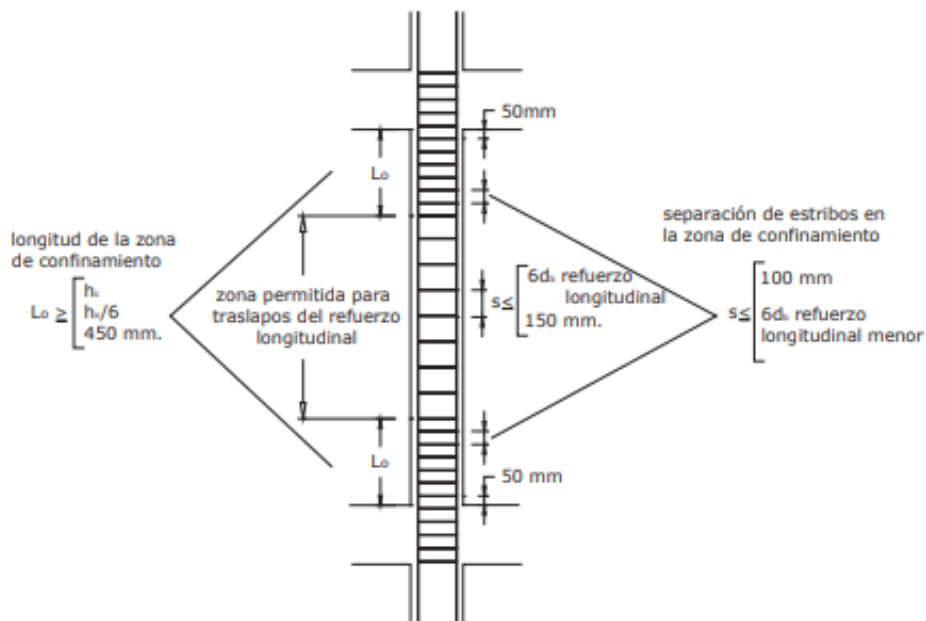


Figura 9: Separación de estribos

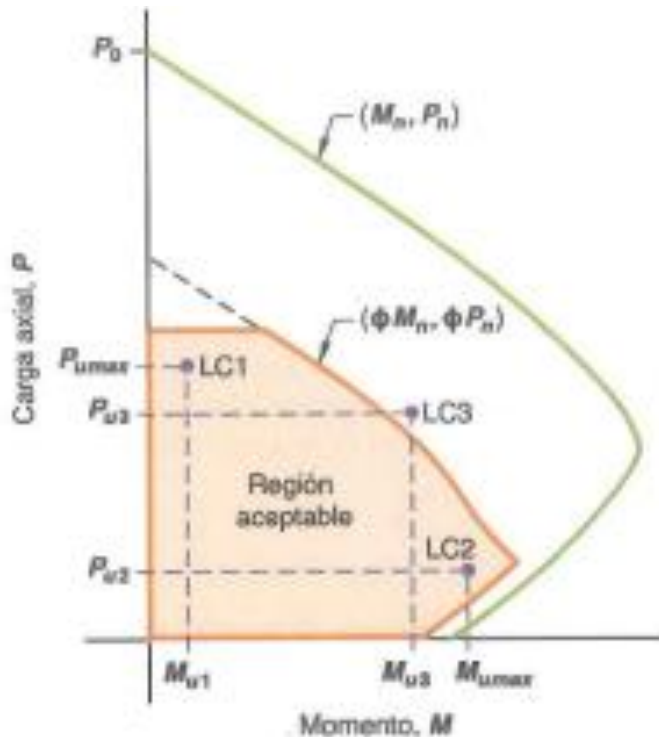
Fuente: (NEC-SE-DC. Peligro Sísmico. Diseño Sismorresistente, 2014)

Para que una columna tenga la aprobación de un buen calculo deberá cumplir con el diagrama de interacción donde todos los puntos calculados que se muestran en la imagen deben estar en dentro del diagrama nominal.



**Figura 5.**

*Diagrama de interacciones.*



Fuente:(ACI 318M-19, sección R.10.4.2.1)

### 3.4.3 Vigas.

Es un elemento estructural que principalmente se dobla (flexión); normalmente, estos elementos estructurales discurren horizontalmente.

Evaluaremos cómo se comportan bajo cargas de flexión, cortante y torsión. Se examinará cómo diseñar y dimensionar vigas para soportar estas cargas teniendo en cuenta la capacidad de carga, las limitaciones de fisuración y los factores de deformación.

Para el análisis de viga se procederá a dar una base estimada, que la regla 4.2.1 de la norma NEC-SE-HM exige que la anchura mínima de una viga sea de 25cm y un peralte a tomar en cuenta, para cumplir los criterios de la sección 9.5 del ACI 318, que especifica el control de la deflexión.

Para los estribos en la separación de una viga se tomará en cuenta la figura 3.

## Figura 6.

*separación de estribos en una viga.*

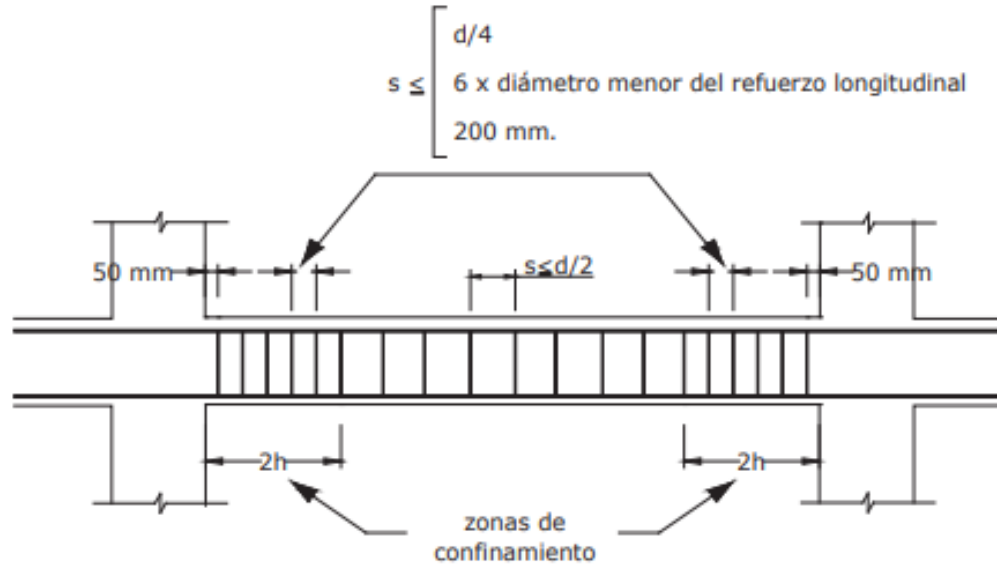


Figura 6: Separación de estribos

Fuente: (NEC-SE-DC. Peligro Sísmico. Diseño Sismorresistente, 2014)

### 3.4.4 Losas macizas.

Es un componente estructural de la construcción que tiene las siguientes propiedades: tener un espesor uniforme y estar compuesta por una sola capa de concreto sin huecos o aberturas. Es una losa que no tiene vigas o viguetas en su parte inferior y se apoya directamente sobre los muros o columnas de soporte.

Estas son utilizadas en diferentes tipos de construcciones, como viviendas, edificios comerciales e industriales. Proporcionan resistencias y estabilidad a las estructuras, y pueden diseñarse para soportar las exigencias sísmicas y de servicio.

Se abordará el diseño y comportamiento de las losas macizas, incluyendo los efectos de flexión y cortante. Se examinará el diseño de las losas para resistir las cargas de servicio y las cargas sísmicas, considerando la resistencia, la rigidez, el diseño de las armaduras y los detalles constructivos.

### 3.4.5 Recubrimiento.

La Norma NEC-SE-HM establece que debe consultarse el capítulo 7 de la norma ACI 318M-19 para el recubrimiento mínimo de elementos de hormigón armado. La tolerancia para  $d$  y el recubrimiento mínimo en elementos sometidos a flexión y elementos sometidos a compresión será de 1 cm o 1,2 cm en función de los valores indicados en la tabla, según el apartado 7.5.2.1.

#### Figura 7.

*Tolerancia para  $d$  y recubrimiento mínimo.*

	Tolerancia en $d$	Tolerancia en el recubrimiento mínimo de concreto
$d \leq 200$ mm	$\pm 10$ mm	-10 mm
$d > 200$ mm	$\pm 12$ mm	-12 mm

Fuente: (ACI 318S-05)

Según la norma ACI 318M-19 en la sección R7.7.5 especifica que cuando el concreto estará en exposición a ambientes corrosivos el recubrimiento mínimo del refuerzo deberá ser de 5cm para muros y losas y de 6cm para otros elementos.

Cuando se tiene elementos en condiciones de carga de compresión el recubrimiento ayuda a evitar el pandeo y cuando se expone al medio ambiente, inhibe la oxidación.

### 3.5 Características del suelo.

#### 3.5.1. Perfiles del suelo para el diseño sísmico: Diferentes tipos

Según el lugar donde se vaya a realizar la construcción, el valor del factor  $Z$  variará en función de seis tipos diferentes de suelo.

La zona ecuatorial afecta a los valores de la relación de amplificación espectral  $n$  (Figura 1). Los valores son, según NEC-SE-DS, los siguientes:

#### Tabla 2

*Valores que son relacionados a la amplificación espectral  $n$ .*

$n=1.80$ : Provincias de la Costa

$n=2.48$ : Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

$n=2.60$ : Provincias del Oriente

### 3.5.2. Coeficiente para perfil del suelo Fa, Fd y Fs

#### 3.5.2.1. Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto (Fa)

Los valores del coeficiente Fa, que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástica de las aceleraciones para el diseño de rocas, se muestran en la siguiente tabla.

**Tabla 3.**

*Coeficientes de los perfiles de suelo según Fa.*

Tipo de perfil del subsuelo	1	2	3	4	5	6
Factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	>0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1	0.85

Fuente: NEC, Peligro Sísmico. Diseño Sismorresistente, 2014

#### 3.5.2.2. Ampliación a las ordenadas del espectro de respuesta de desplazamiento elástico para el diseño de la roca Fd.

Los valores del coeficiente Fd, que amplifica los órdenes del espectro de respuesta de desplazamiento elástico para el diseño de rocas y tiene en cuenta las influencias del emplazamiento, se muestran en la tabla siguiente.

**Tabla 4.**

*Coeficiente de perfil de suelo Fd.*

Tipo de perfil del subsuelo	1	2	3	4	5	6
Factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	>0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5

Fuente: NEC, Peligro Sísmico. Diseño Sismorresistente, 2014.

### 3.5.2.3. Comportamiento no lineal de los suelos $F_s$ .

Los valores del coeficiente  $F_s$ , que tiene en cuenta el comportamiento no lineal de los suelos, se muestran en la tabla siguiente.

**Tabla 5.**

*Coeficiente de perfil de suelo  $F_s$ .*

Tipo de perfil del subsuelo	1	2	3	4	5	6
Factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	>0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.4
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

Fuente: NEC, Peligro Sísmico. Diseño Sismorresistente, 2014

Se utilizará la Tabla 2 de la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC-SE-DC. Riesgo Sísmico. Diseño Sismorresistente, 2014 para discutir los perfiles de suelo Tipo F. geología local en el espacio 3.2.

### 3.6. Cortante basal.

Este se determina mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{I \cdot S_a(T_a)}{R \phi_p \phi_e} \cdot W$$

$S_a(T_a)$  = Espectro de diseño en aceleración

$\phi_p \phi_e$  = Coeficientes de configuración en planta y elevación

I = Factor de importancia

R = Factor de reducción de resistencia sísmica

V = Cortante basal total del diseño

W=Peso del edificio

$T_a$ = Periodo de vibración

### 3.7. Período vibración

La expresión puede utilizarse para calcular el valor de T para construcciones de edificios.

$$T = c_t \cdot h_n^\alpha$$

La altura máxima del edificio de  $h_n$  plantas, medida desde la base de la estructura, está representada por el valor del coeficiente del tipo de edificio  $c_t$ , y el período de vibración está representado por el valor de T.

Para los valores de  $c_t$  y  $\alpha$  se considerará la siguiente tabla.

**Tabla 6**

*Determinación periodo de vibración (T).*

Tipo de estructura	$c_t$	$\alpha$
<b>Estructuras de acero</b>		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
<b>Porticos especiales de hormigon armado</b>		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.047	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural.	0.055	0.75

Fuente: NEC, Peligro Sísmico. Diseño Sismorresistente, 2014.

Se utilizará la Tabla 2 de la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC, Peligro Sísmico, Diseño Sismorresistente, 2014) para hablar de los perfiles de suelo Tipo F. geología local en el espacio 3.2.

### 3.8. Deriva de piso.

#### 3.8.1. Límite de las derivas permitidas por piso.

La deriva máxima para cada piso no puede exceder los límites de deriva indicados en la tabla, según la Norma Ecuatoriana de Construcción.

**Tabla 7**

*Límite de las derivas permitidas por piso.*

Estructuras de	$\Delta_m$ maxima
Hormigon armado, estructuras metalicas y de madera.	0,02
Mamposteria	0,01

Fuente: NEC, Peligro Sísmico. Diseño Sismorresistente, 2014

#### 3.8.2. Control para las derivas de piso (máximas derivas inelásticas).

El cálculo de las derivas inelásticas máximas para cada nivel es exigido por la Norma Ecuatoriana de Construcción como control de deformaciones.

Los límites máximos se establecen en el apartado 6.1.6-b, que trata sobre la fisuración y la inercia ( $I_g$ ).

La máxima deriva inelástica  $\Delta_m$  de cada piso se calculará mediante la siguiente formula:

$$\Delta_m = 0.75 * R * \Delta_E$$

Donde:

$\Delta_m$ : Máxima Deriva inelástica.

$\Delta_E$ : Desplazamiento obtenido en la aplicación por las fuerzas laterales

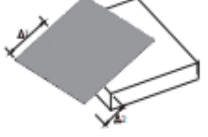

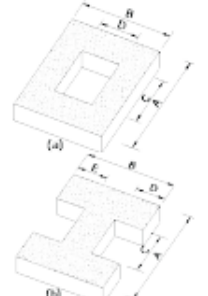
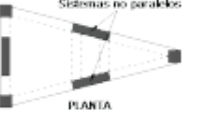
R: Factor de reducción de resistencia.

### 3.9. Coeficiente de regularidad en planta ( $\phi_p$ ).

Para estimar este coeficiente se utilizará la tabla de características de la Norma Ecuatoriana De La Construcción.

**Figura 8.**

*Coeficiente de regularidad en planta.*

<p><b>Tipo 1 - Irregularidad torsional</b>  <math>\phi_p=0.9</math>  <math>\Delta &gt; 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}</math></p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p><b>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas</b> <math>\phi_p=0.9</math>  <math>A &gt; 0.15B</math> y <math>C &gt; 0.15D</math></p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p><b>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso</b>  <math>\phi_p=0.9</math>  a) <math>CxD &gt; 0.5Ax B</math>  b) <math>[Cx D + CxE] &gt; 0.5Ax B</math></p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p><b>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos</b>  <math>\phi_p=0.9</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: NEC, Peligro Sísmico. Diseño Sismorresistente, 2014

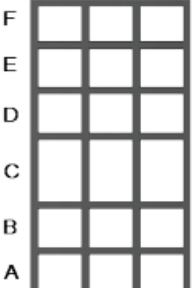
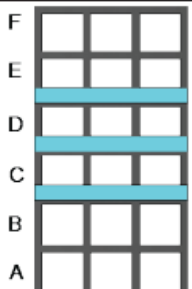
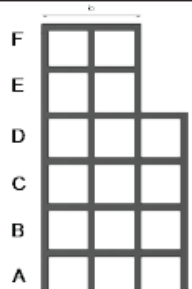
### 3.10. $\phi_e$ Coeficiente de regularidad en elevación.



Esta se escogerá por una tabla dada por la NEC con las características especificadas para elegir el valor del factor.

**Figura 9.**

*Coefficiente de regularidad en elevación*

<p><b>Tipo 1 - Piso flexible</b>  <math>\phi_{EI}=0.9</math>            Rigidez <math>K_c &lt; 0.70</math> Rigidez <math>K_D</math>  <math>Rigidez &lt; 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p><b>Tipo 2 - Distribución de masa</b>  <math>\phi_{EI}=0.9</math>  <math>m_D &gt; 1.50 m_E</math> ó  <math>m_D &gt; 1.50 m_C</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p><b>Tipo 3 - Irregularidad geométrica</b>  <math>\phi_{EI}=0.9</math>  <math>a &gt; 1.3 b</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	

Fuente: NEC, Peligro Sísmico. Diseño Sismorresistente, 2014

### 3.11. Factor de importancia.

Basado en la especificación NEC-SE-DC. El elemento importante se tendrá en cuenta en la siguiente tabla, como se indica en la sección 4.1.

**Tabla 8.**

*Factor de importancia.*

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coficiente I
<b>Edificaciones esenciales</b>	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
<b>Estructuras de ocupación especial</b>	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
<b>Otras estructuras</b>	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: NEC, Peligro Sísmico. Diseño Sismorresistente, 2014

### 3.12. Ductilidad o factor reducción a la resistencia sísmica R

R es un factor que reduce las fuerzas de diseño sísmico. Los valores de R se muestran en la siguiente tabla de acuerdo con la sección 6.3.4. (d) de la norma NEC-SE-DS en la tabla de grupos estructurales según R.

**Tabla 9.**

*Factor R.*

<b>Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles</b>		<b>R</b>
<b>Sistemas Duales</b>		
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.		7

<b>Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles</b>	<b>R</b>
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5
Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	
<b>Pórticos resistentes a momento</b>	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la <a href="#">NEC-SE-HA</a> , limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 4 metros.	3
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	3
<b>Muros estructurales portantes</b>	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Fuente: (NEC-SE-DC. Peligro Sísmico. Diseño Sismorresistente, 2014)

## CAPÍTULO 4

### Metodología.

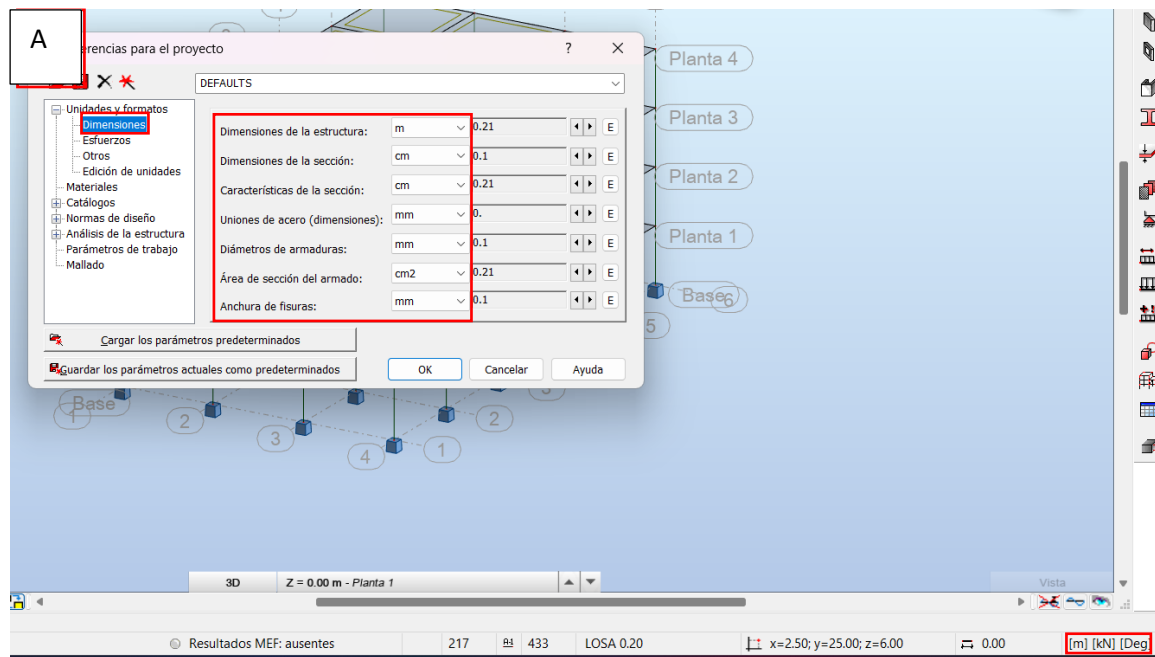
#### 4.1. Pasos previos para la realización del proyecto.

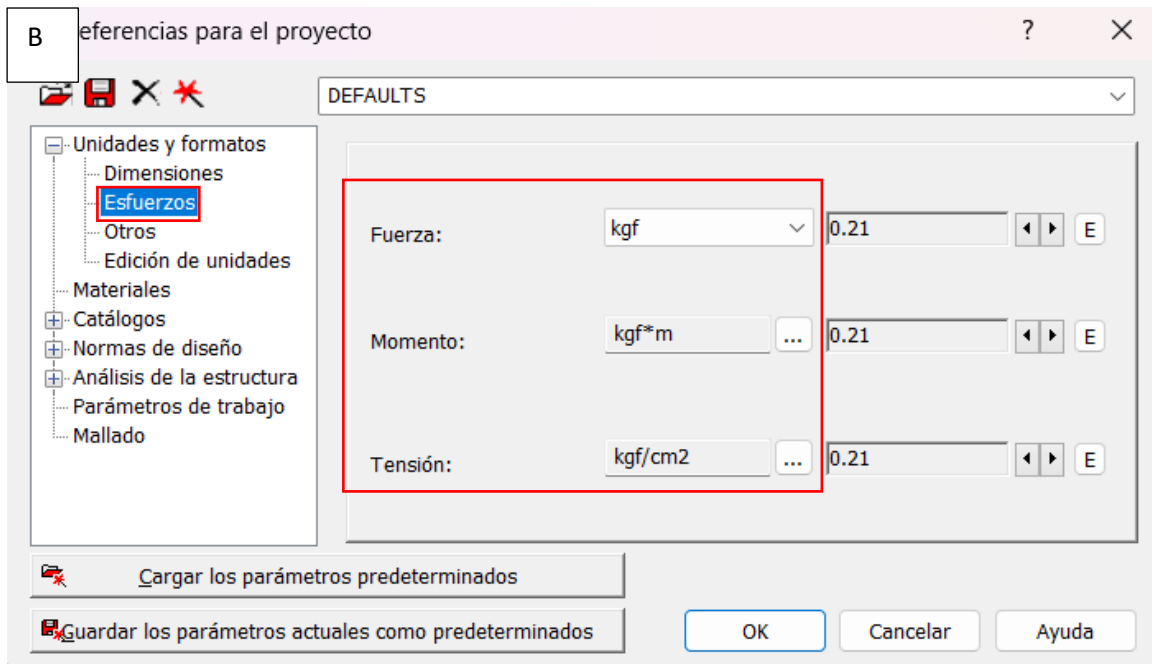
##### 4.1.1. Paso 1.

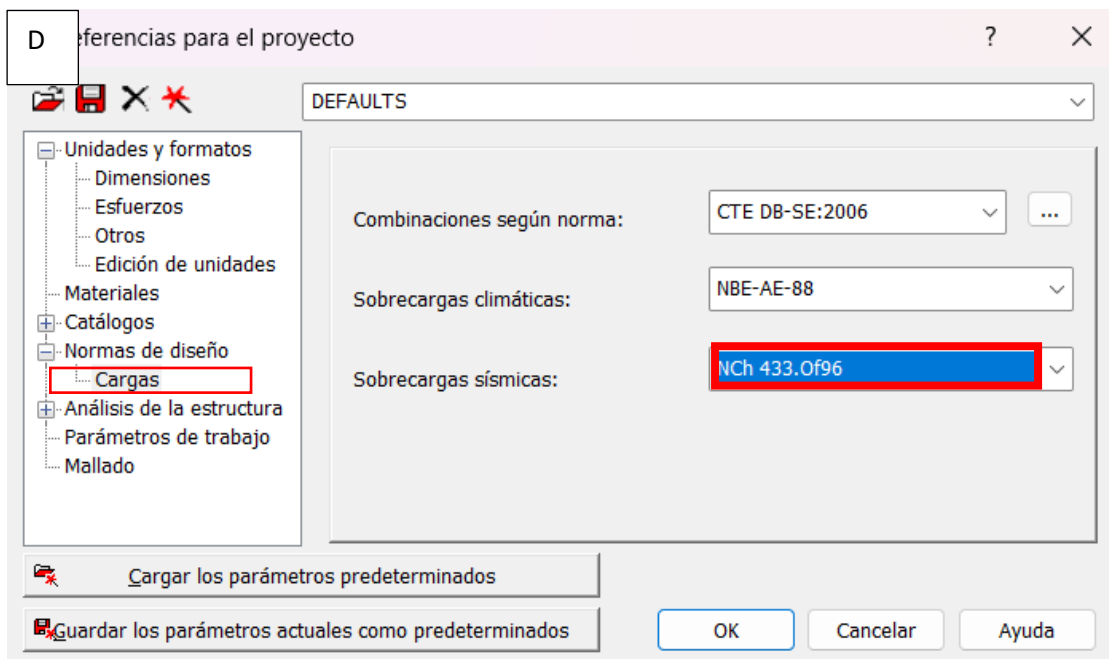
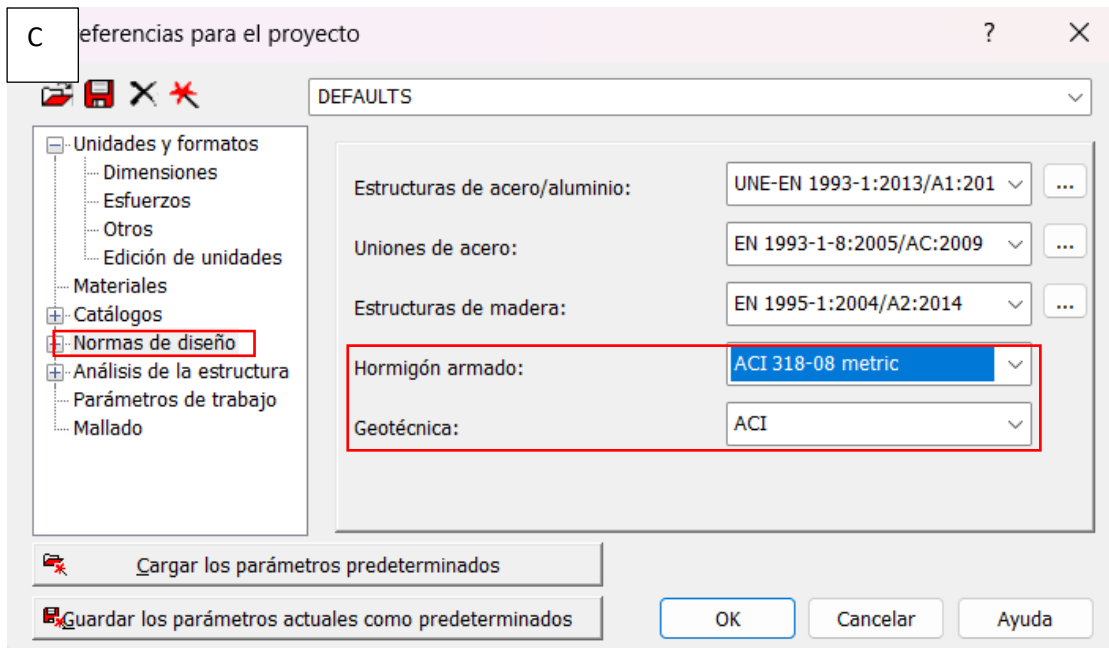
Al ingresar al software de robot se procedera a cambiar las unidades en las que se vaya a trabajar, tambien se procedera a realizar los cambios de unidades para las fuerzas y tambien el cambiar las normas de diseño.

#### Figura 10.

*Pasos previos a la realización del diseño estructural.*





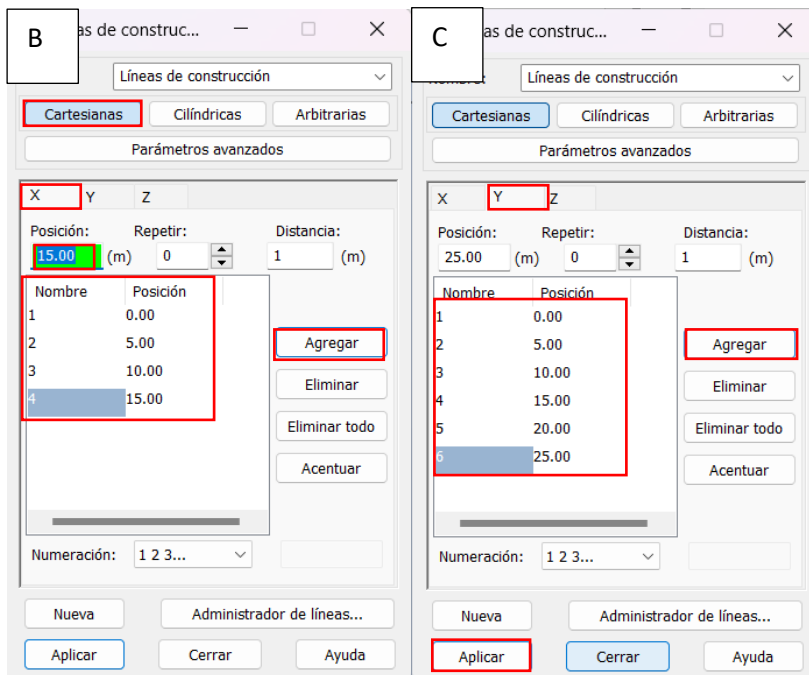
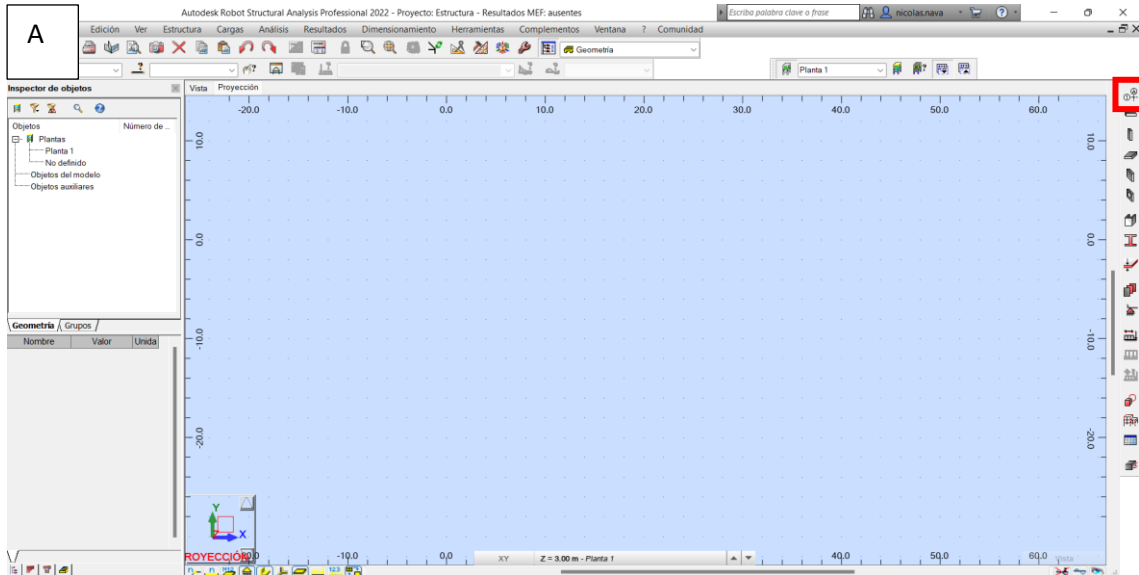


#### 4.1.2. Paso 2.

Una vez las unidades esten cambiadas se procederá a colocar las líneas de construcción con el espaciamiento adecuado según el diseño arquitectónico. En el eje X tenemos 4 columnas con una separación de 5 metros cada una, en el eje Y se encuentran 6 columnas con una separación de 5 metros cada una. Después de agregar cada separación en los dos ejes posibles se procederá a dar clic izquierdo en “aplicar”.

**Figura 11.**

*Pasos previos para la realización del proyecto.*

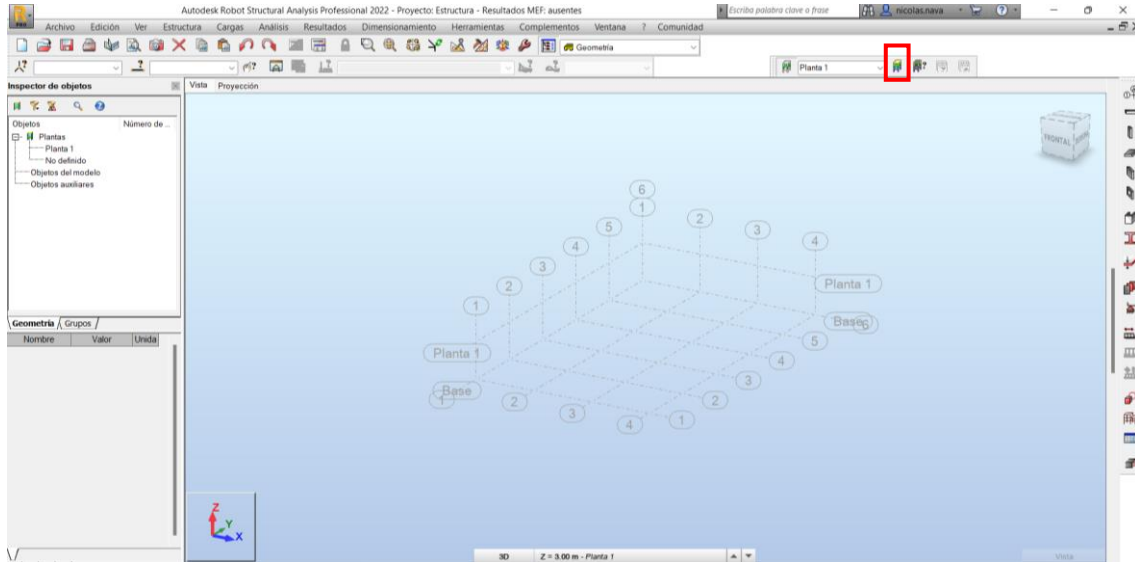


### 4.1.3. Paso 3.

El siguiente paso a realizar sera colocar el numero de pisos con la altura que se tiene en el diseño arquitectonico.

**Figura 12.**

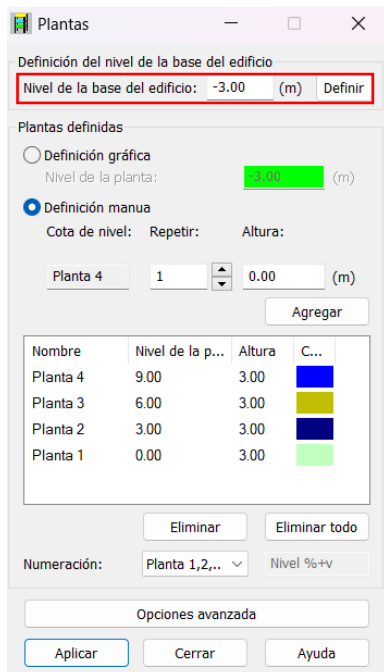
*Pasos previos para la realización del proyecto.*



En esta etapa, definimos el nivel de base de la estructura, que tendrá una profundidad de (-3.00) metros y una altura total de 3 metros para cada planta.

**Figura 13.**

*Pasos previos para la realización del proyecto.*



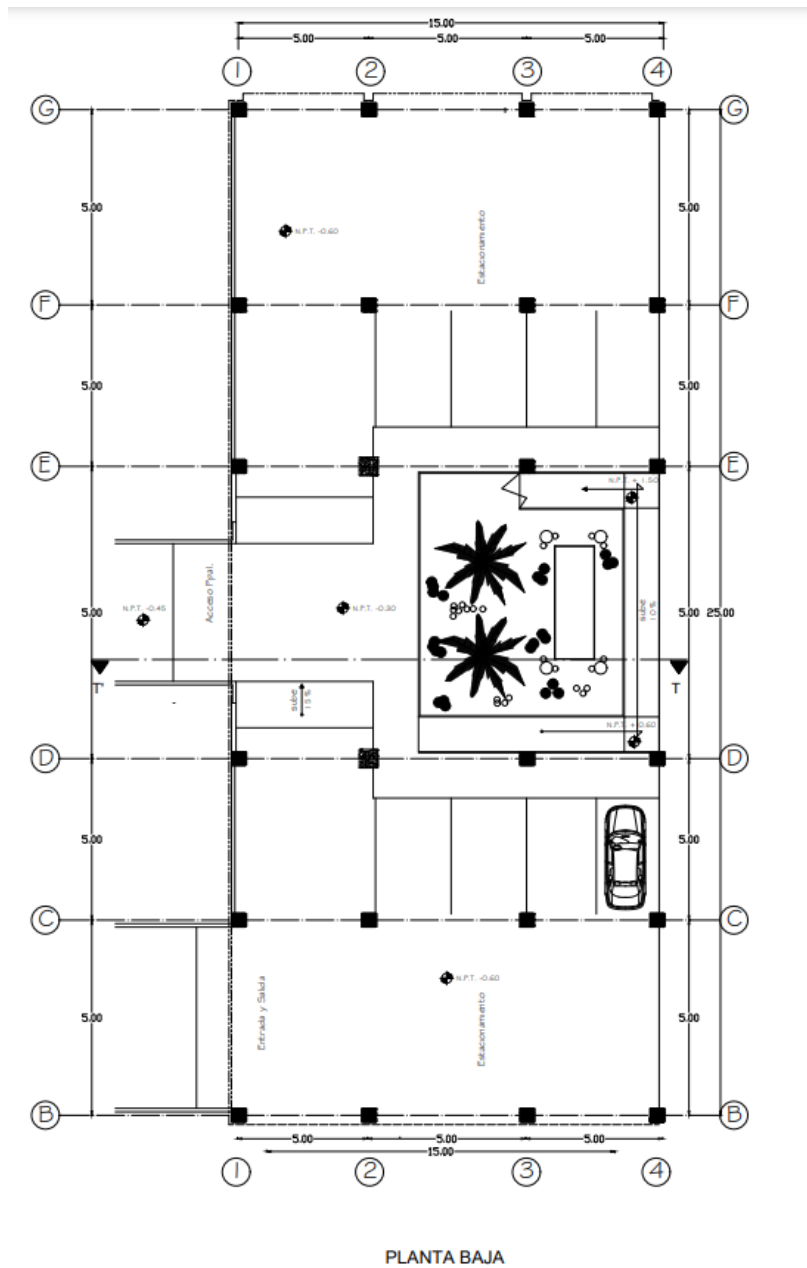


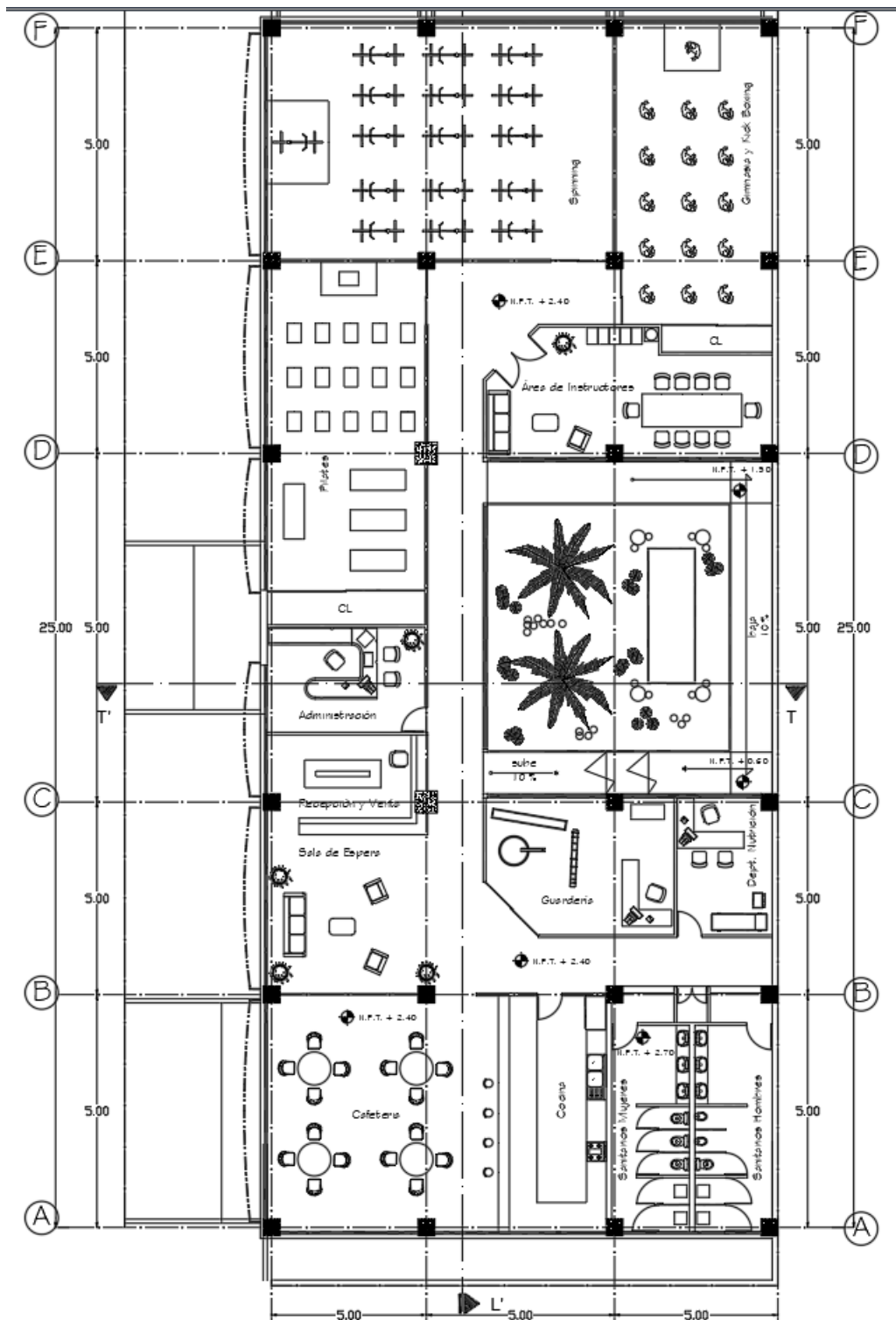
#### 4.2. Modelado geométrico estructural del diseño del edificio.

El edificio se modelará geoméricamente de acuerdo con el plan arquitectónico, que prevé una construcción de hormigón armado de 15 x 25 metros y 3 plantas.

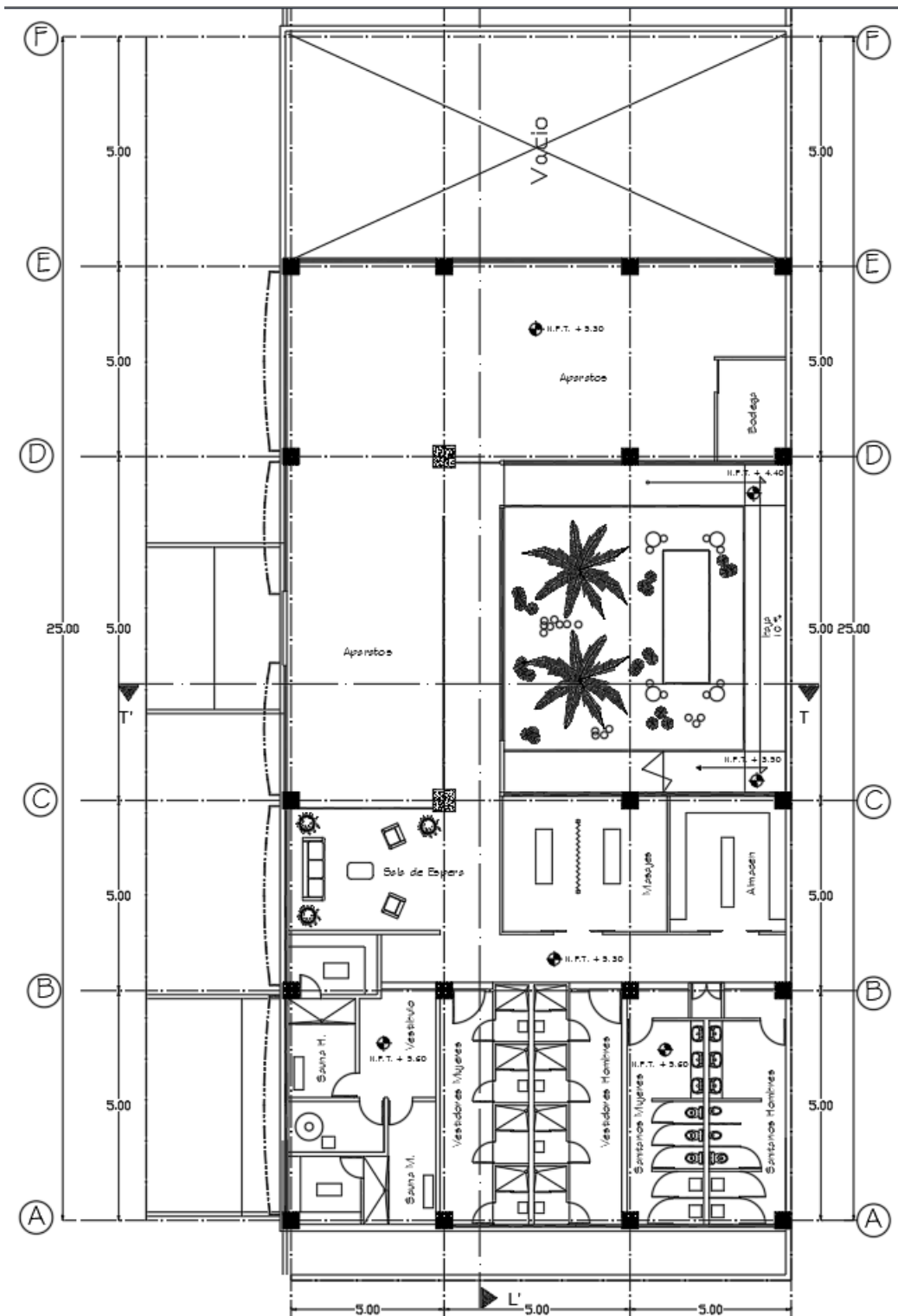
Figura 14.

*Modelación geométrica de la estructura del diseño arquitectónico*

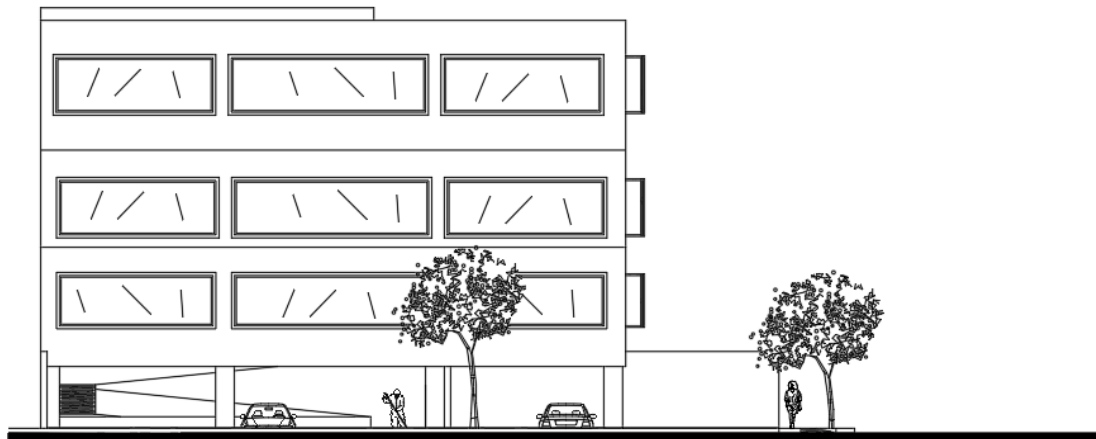




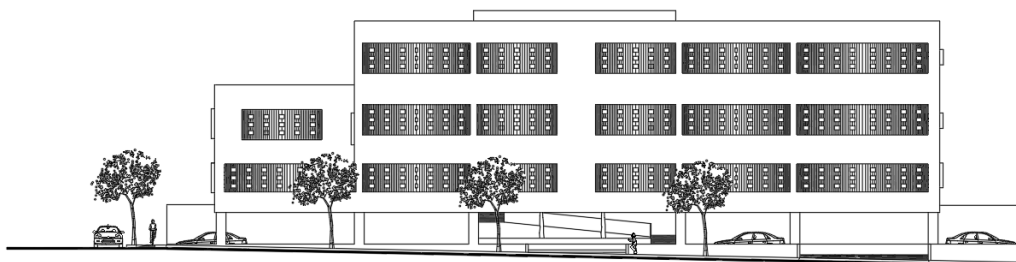
Planta alta.



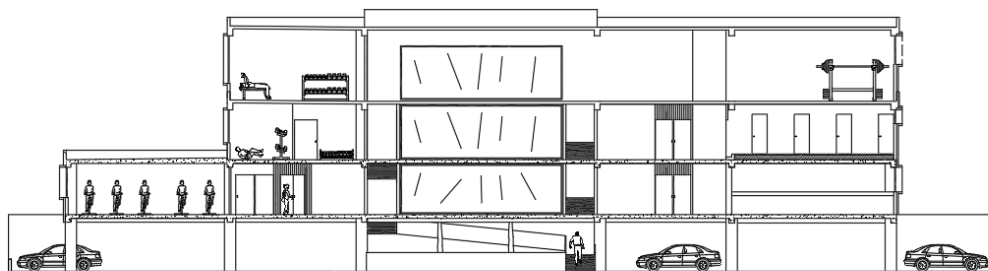
Planta alta 2.



FACHADA NORTE  
 escala 1 : 100



FACHADA PONIENTE  
 escala 1 : 100



CORTE L - L'  
 escala 1 : 100

Al tener la configuración deseada hay que empezar con la modelación arquitectónica del edificio. Para eso se realizará los siguientes pasos.

#### 4.2.1. Creación de materiales.

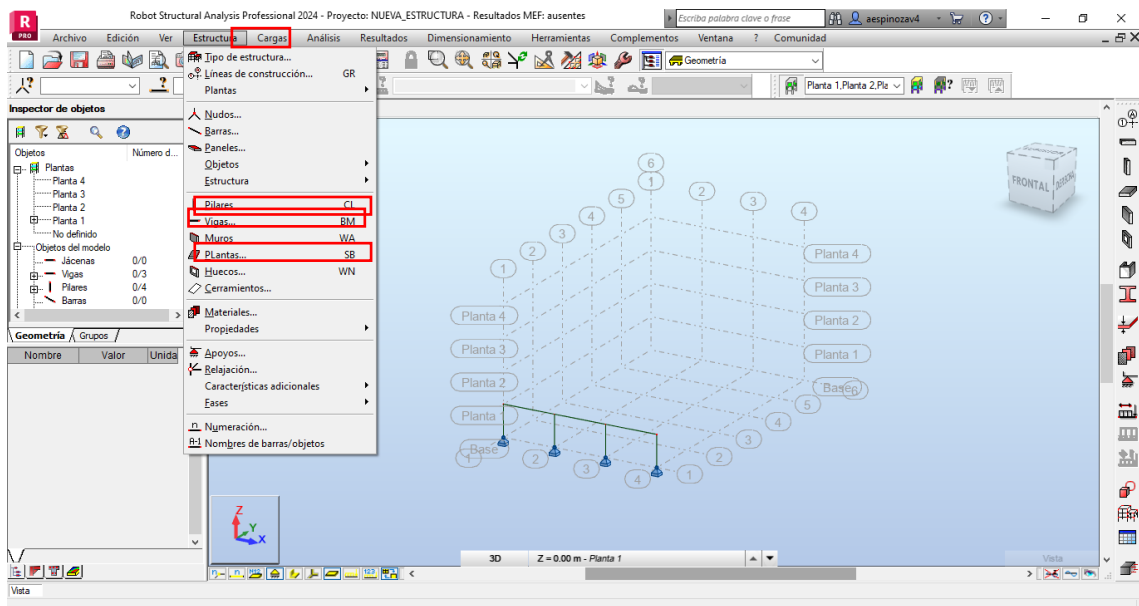
Para esto se realizarán los siguientes pasos.

En el apartado de estructura se seleccionará el material o el elemento a crear, en este caso se usarán, columnas, vigas y losas.

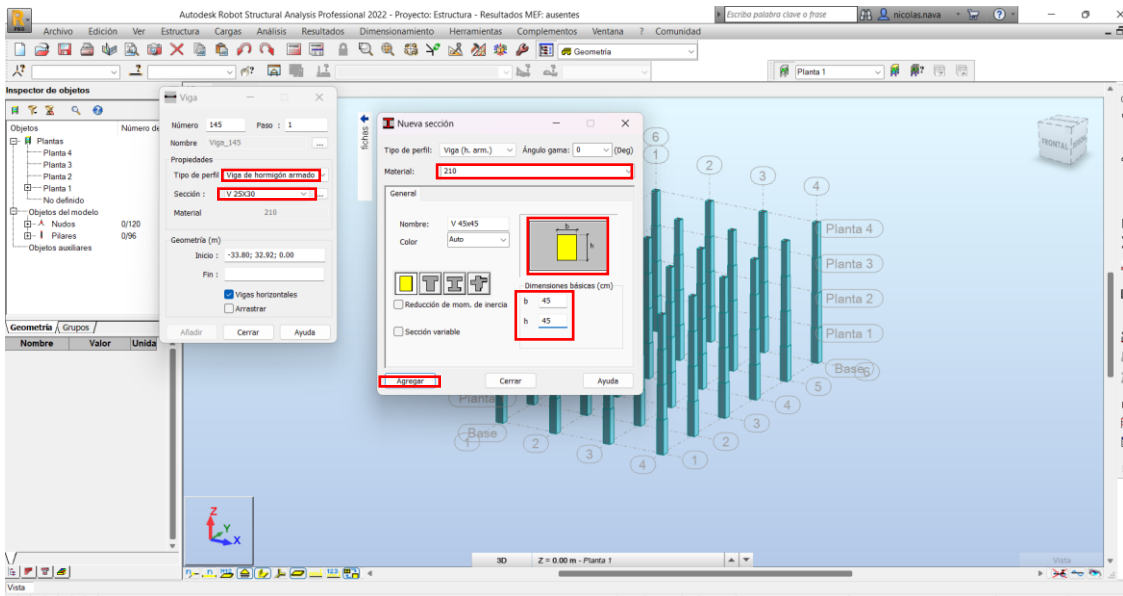
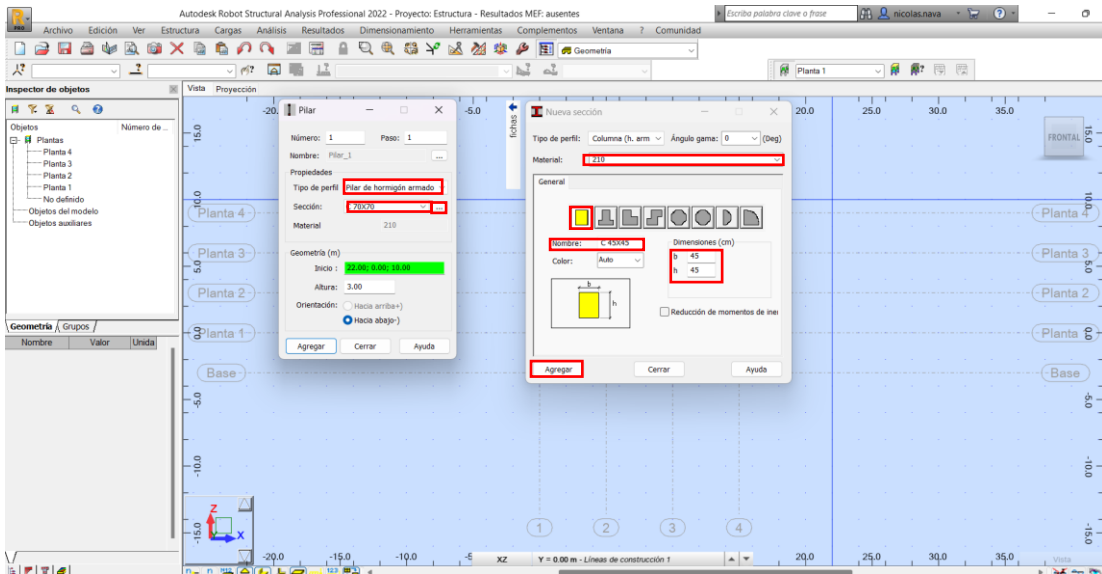
Cuando seleccione el elemento que desea generar, aparecerá un cuadro de diálogo en el que podrá seleccionar el tipo de elemento que desea utilizar y la construcción de otros elementos.

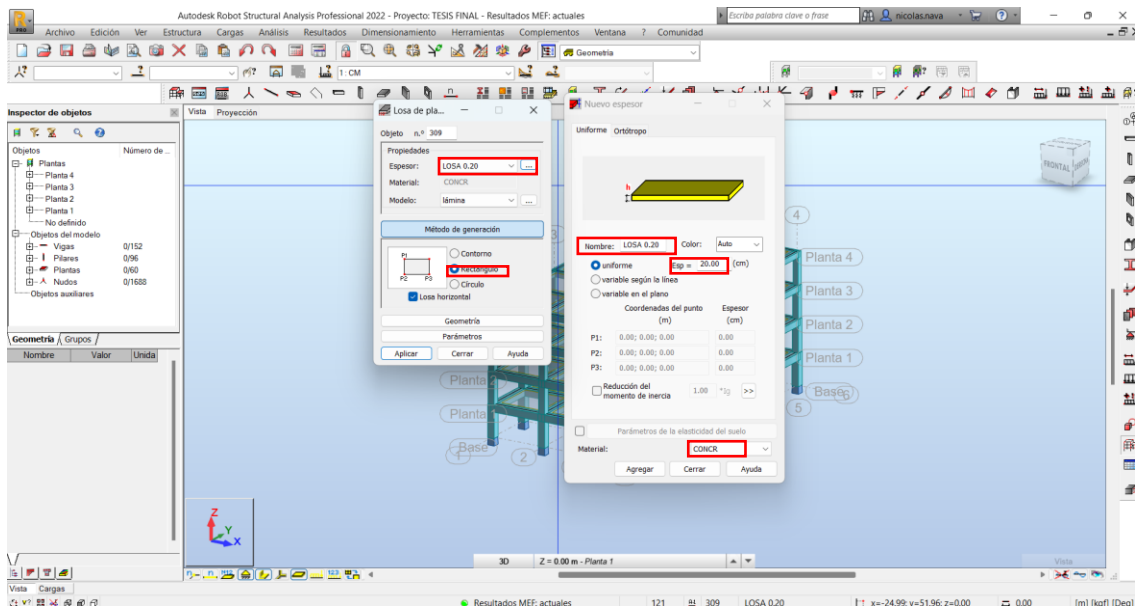
Figura 15.

#### Creación de materiales

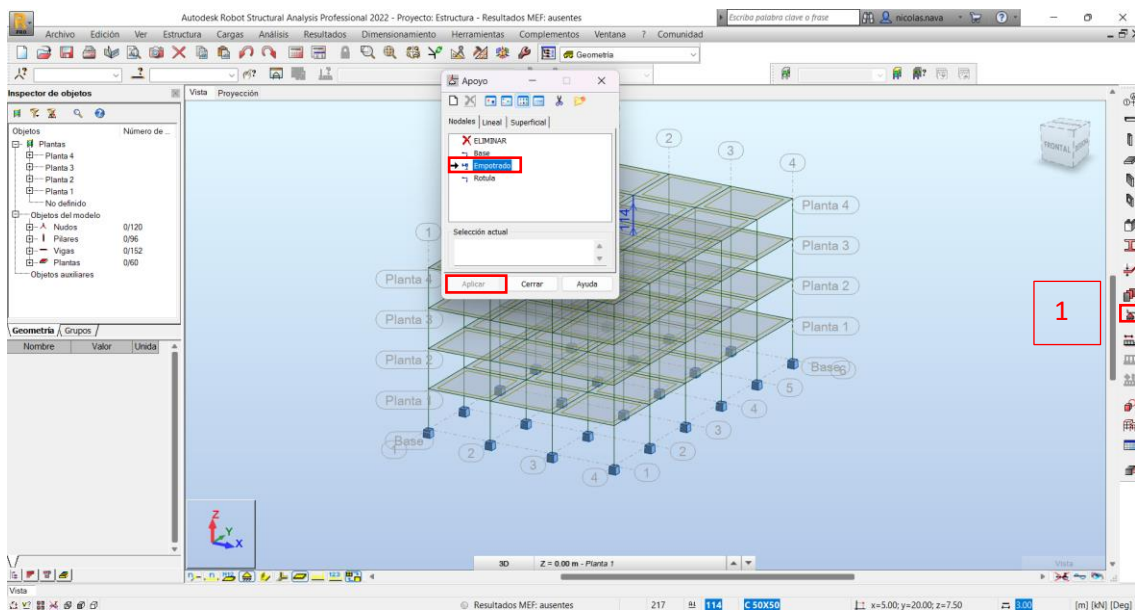


En la ventana emergente elegirá el tipo de perfil y la zona aplicable. Los elementos restantes se construirán de la misma manera que la nueva sección si no se encuentra la sección deseada. Se puede establecer una nueva sección como se ilustra en la imagen.





Cuando la estructura esté completa, pasaremos a colocar los soportes. Para ello nos desplazaremos a la sección 1, que se representa en la imagen, y colocaremos a continuación los soportes empotrados.



#### 4.3. Modelación analítica de la estructura, los escenarios de carga de gravedad y las combinaciones de cargas.

Construiremos y colocaremos los casos de cargas gravitacionales, tales como peso propio de la estructura, carga muerta, carga viva, cargas sísmicas, entre otras, luego de que la estructura esté lista en el software. Recuerde que las cargas y combinaciones de

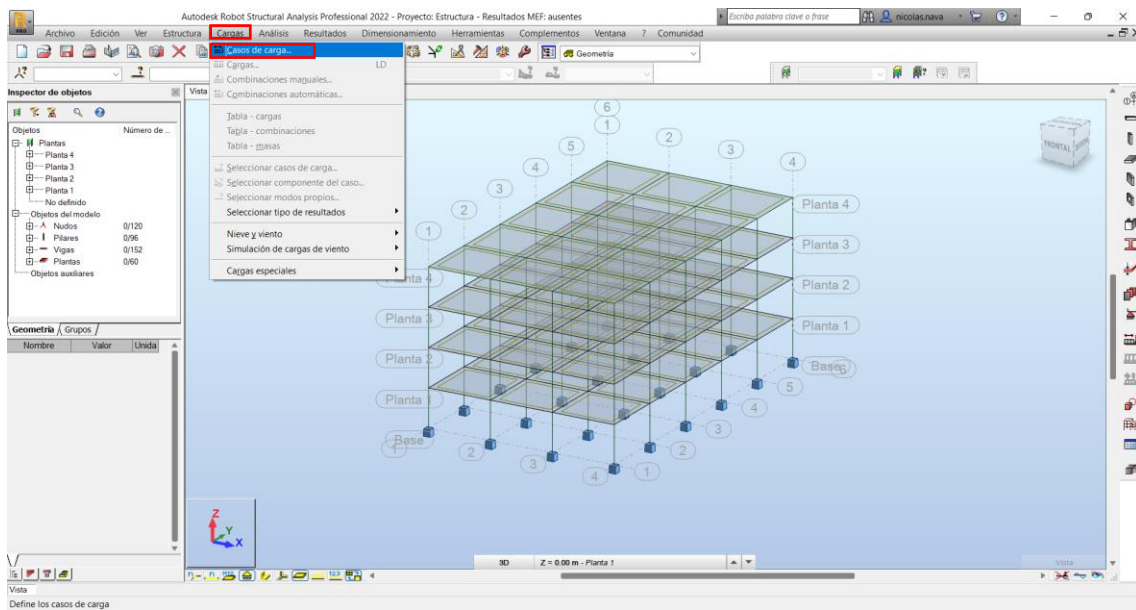
carga empleadas en este escenario están basadas en la Norma Ecuatoriana de Construcción. "Cargas (No sísmicas)"

Para esto se tomarán las acciones subsecuentes:

En el apartado de cargas seleccionaremos “Casos de cargas”

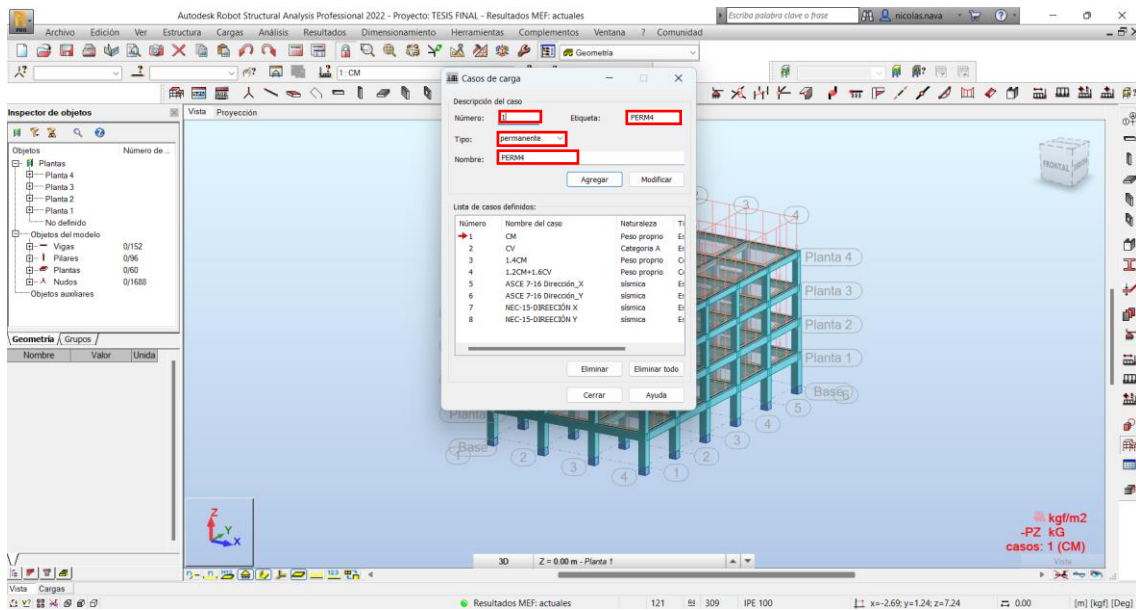
**Figura 16.**

*Casos de carga.*

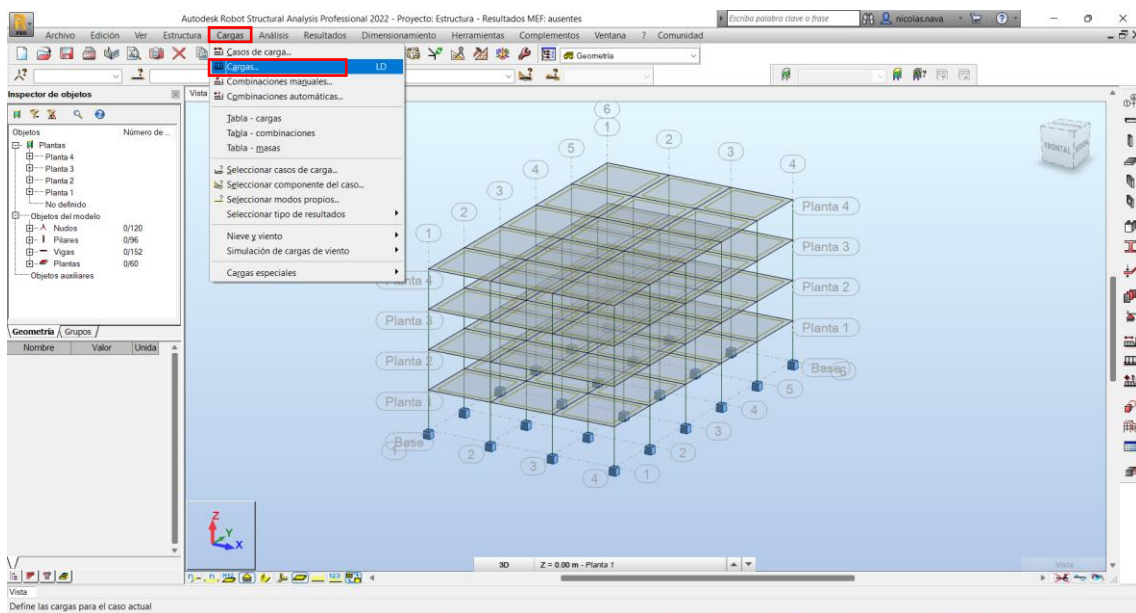


Enumere las cargas que se utilizarán en la estructura en la ventana emergente. Introduzca el número de caso, el tipo, el nombre y la etiqueta antes de seleccionar la opción de cierre de la izquierda.





Las cargas se colocarán de acuerdo con la normativa tras el desarrollo de los "casos de carga".



Selección de la ventana emergente “Cargas” se procederá colocar cada carga en las losas, como la carga muerta y carga viva.

Según la (NEC- Cargas (NO SISMICAS), la carga viva para un gimnasio es de  $480 \text{ kgf/m}^2$ .

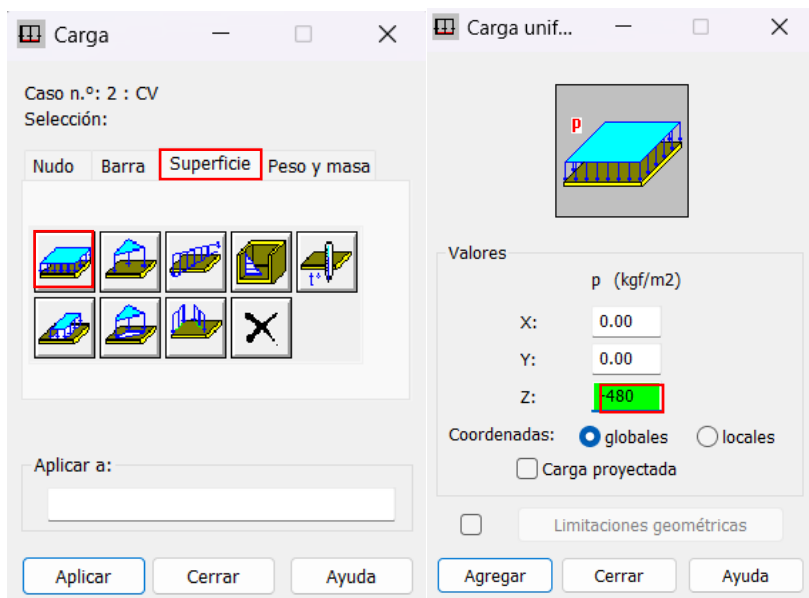
<b>Gimnasios</b>	<b>4.80</b>
------------------	-------------

Fuente: (NEC-SE-GS. Cargas No sísmicas.2014)

Según los cálculos realizados la carga muerta será de  $840 \text{ kgf/m}^2$ . Según los cálculos realizados.

CARGAS		
Altura equivalente	0.2	m
Altura para recubri. y granito	0.02	m
Losa	480	$\text{kgf/m}^2$
Granito	60	$\text{kgf/m}^2$
Enlucido	40	$\text{kgf/m}^2$
Paredes de bloque	200	
Recubrimiento	40	$\text{kgf/m}^2$
Anstalaciones	20	$\text{kgf/m}^2$
<b>CARGA MUERTA (CM)</b>	<b>840</b>	<b><math>\text{kgf/m}^2</math></b>
<b>CARGA VIVA (CV)</b>	<b>480</b>	<b><math>\text{kgf/m}^2</math></b>

Fuente: Elaborado por el Autor



Se crearán las combinaciones de carga que soportará la estructura.

Combinación 1

1.4 D

Combinación 2

1.2 D + 1.6 L + 0.5max[L<sub>r</sub> ; S ; R]

Combinación 3\*

1.2 D + 1.6 max[L<sub>r</sub> ; S ; R] + max[L ; 0.5W]

Combinación 4\*

1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 max[L<sub>r</sub> ; S ; R]

Combinación 5\*

1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S

Combinación 6

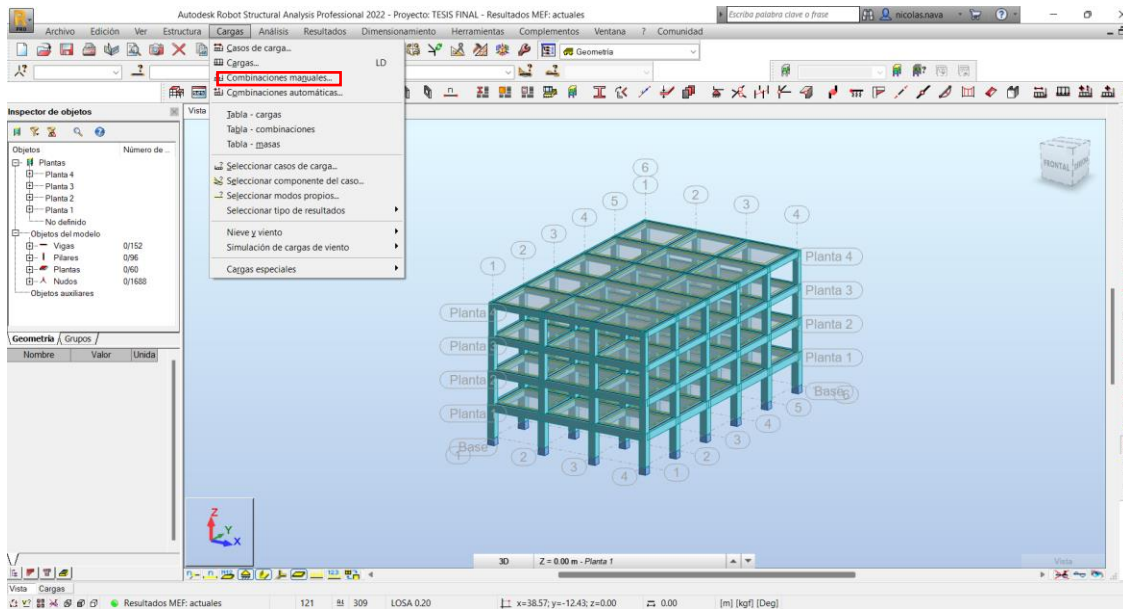
0.9 D + 1.0 W

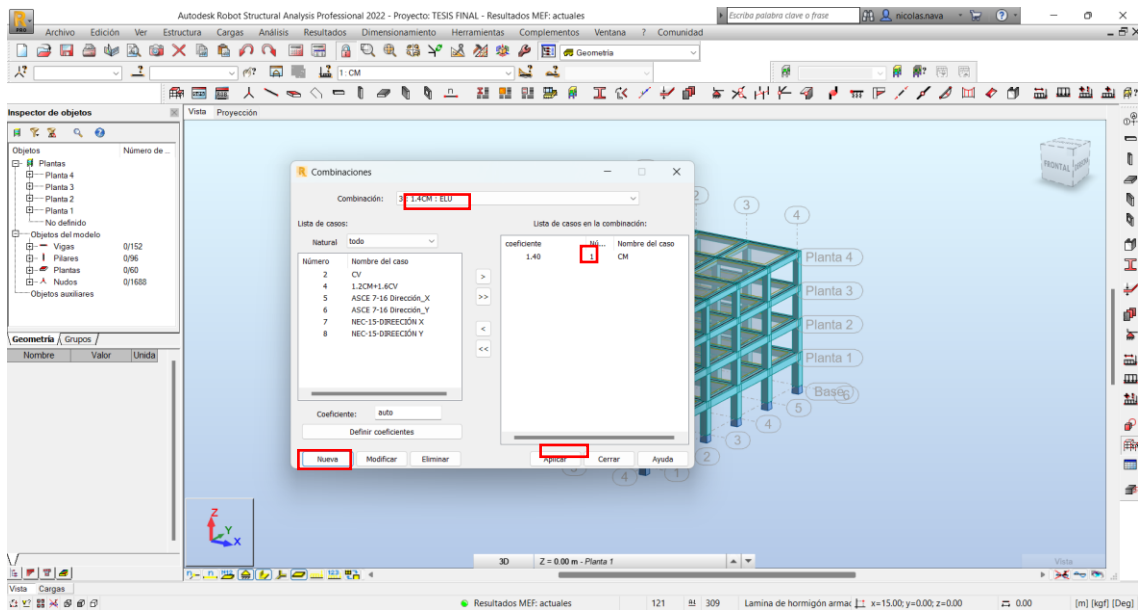
Combinación 7

0.9 D + 1.0 E

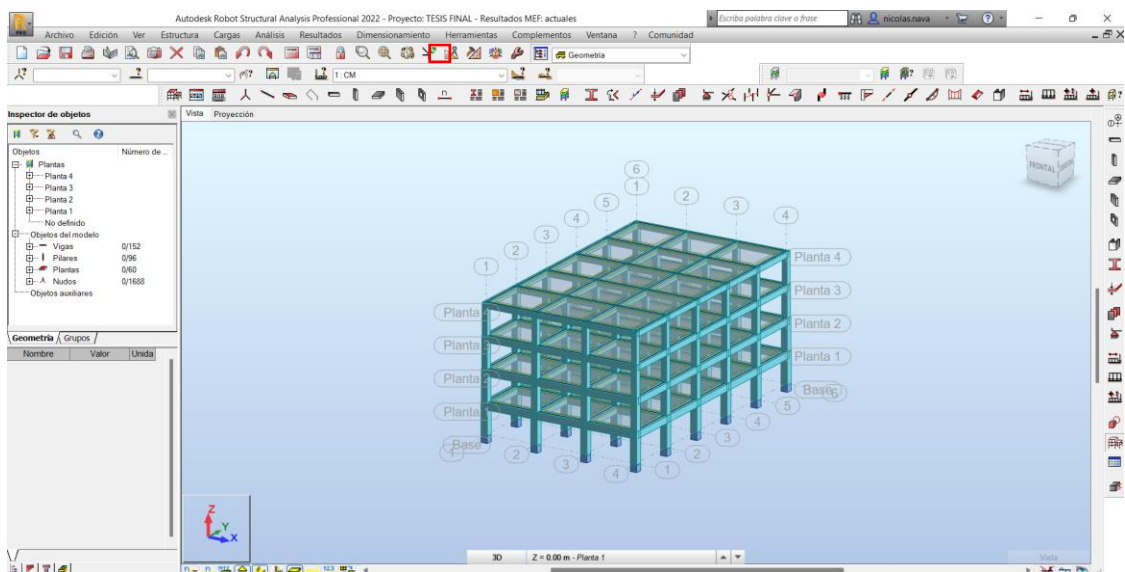
Fuente: NEC, Cargas (No sísmicas) 2014.

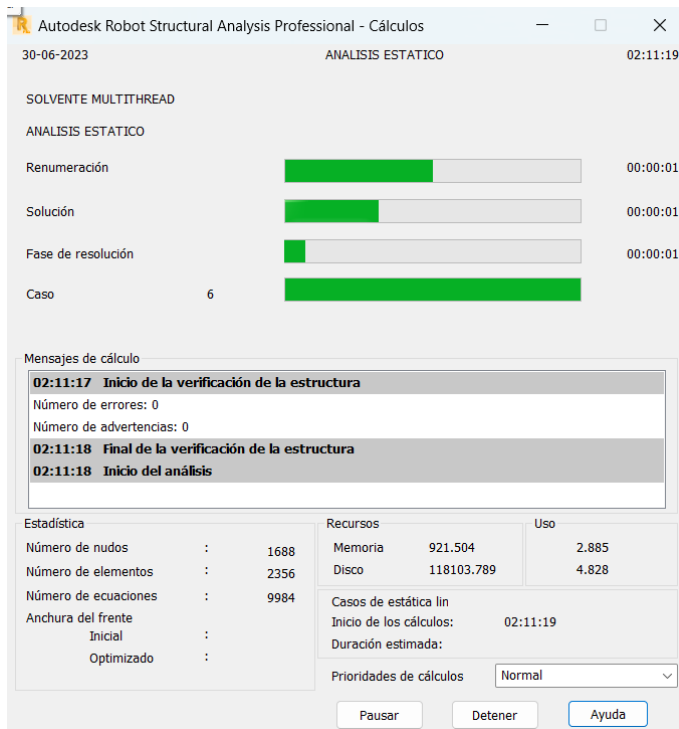
Para la creación de combinaciones de carga se procederá a dar clic en el apartado de cargas para luego proceder con el apartado de combinaciones manuales, donde se definirá el nombre de cada combinación y los factores que multiplicaran a cada carga creada anteriormente.





Al realizar esta serie de pasos procederemos a pedir la primera revisión de la estructura.





Al finalizar se podrá seguir con el análisis sísmico estático.

#### 4.4. Análisis sísmico Estático.

Para el análisis sísmico se procederá a realizar los siguientes pasos:

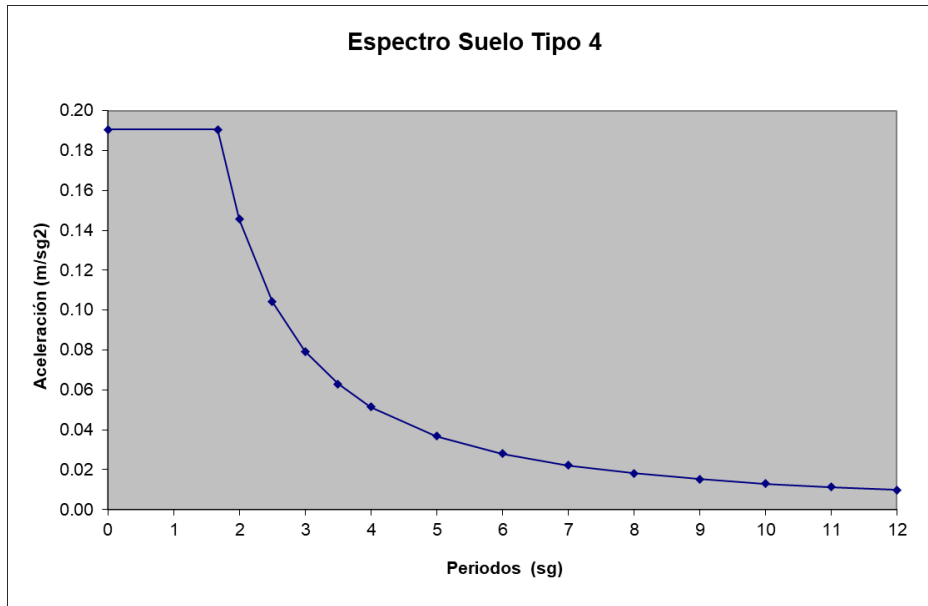
Se realizarán los cálculos adecuados para la construcción, así como la selección del tipo de suelo. Empiece por considerar la gama de diseño.

**Figura 17.**

*Datos de análisis sísmico estático.*

Datos	
<b>n</b>	1.8
<b>Z</b>	0.4
<b>Suelo</b>	E
<b>Fa</b>	1
<b>Fd</b>	1.6
<b>Fs</b>	1.9
<b>T0</b>	0.304
<b>Tc</b>	1.672
<b>Rw</b>	7
<b><math>\phi_p</math></b>	0.9
<b><math>\phi_e</math></b>	0.9
<b>r</b>	1.5
<b>I</b>	1
<b>Sa</b>	0.72
<b>t</b>	0.44
<b>Ad</b>	0.19
<b>Ado</b>	0.07
<b>Ad2</b>	0.10
<b>Cortante basal</b>	
<b>w</b>	1216713.17
<b>%v</b>	0.13
<b>V</b>	154.50

Fuente: Elaborado por el Autor



Donde:

**n:** Razón entre la aceleración espectral.

Utilizaremos el valor de 1,80 de la NEC-SE-CG porque trabajaremos en la ciudad de Guayaquil.

**n= 1.80:** Provincias de la costa (excepción de Esmeraldas).

**Fa:** Coeficiente de amplificación del suelo en la zona de periodo corto.

Tipo de perfil del subsuelo	1	2	3	4	5	6
Factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	>0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1	0.85

**Fd:** Coeficiente de amplificación del suelo.

Tipo de perfil del subsuelo	1	2	3	4	5	6
Factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	>0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.1	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5

**F<sub>s</sub>**: Coeficiente de amplificación del suelo.

Tipo de perfil del subsuelo	1	2	3	4	5	6
Factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	>0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.4
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

**S<sub>a</sub>**: Espectro de respuesta elástico de suelo.

$$S_a = n * z * f_a$$

**T**: Periodo fundamental de vibración de la estructura.

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Donde los valores de  $C_t$  y  $\alpha$  están dados por la siguiente tabla.

Tipo de estructura	$C_t$	$\alpha$
<b>Estructuras de acero</b>		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
<b>Porticos especiales de hormigon armado</b>		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.047	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y manposteria estructural.	0.055	0.75

**T<sub>0</sub>**: Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones.

$$T_0 = 0.1 F_s \times F_d / F_a$$

**T<sub>c</sub>**: es el periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico.

$$T_c = 0.55 F_s \times F_d / F_a$$



**Z:** Aceleración máxima en roca, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

Este valor se obtiene del mapa de zonas sísmicas en la imagen 1 del proyecto.

Zona sísmica	1	2	3	4	5	6
Valor factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	>0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

#### 4.4.1. Cortante basal.

Se procederá a calcular el cortante basal con la siguiente fórmula.

$$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \phi_p \phi_e} W$$

Cortante basal	
<b>w</b>	1216713.17
<b>%v</b>	0.13
<b>V</b>	154.50

Al calcular el cortante basal se realizará los cálculos de las fuerzas sísmicas con la siguiente tabla.

Planta	Altura (m)	w <sub>x</sub>	h <sub>x</sub>	w <sub>x</sub> *(h <sub>x</sub> ) <sup>k</sup>	w <sub>x</sub> *(h <sub>x</sub> ) <sup>k</sup> /w( <sub>v</sub> )	F(kgf)		
Planta 4	3.00	296861.80	12.00	3562341.60	0.39	154.50	61.01	61.01
Planta 3	3.00	296861.80	9.00	2671756.20	0.30	154.50	45.75	106.76
Planta 2	3.00	306316.96	6.00	1837901.76	0.20	154.50	31.47	138.23
Planta 1	3.00	316672.61	3.00	950017.83	0.11	154.50	16.27	154.50
			<b>w(h)<sup>k</sup></b>	9022017.39				

Donde:

W<sub>x</sub>: Peso de cada piso.

H<sub>x</sub>: altura de cada piso.

Las fórmulas para utilizar son:

$W_X(H_X)^k$ : los valores de esta tabla son dados por la multiplicación de el peso de cada piso por la altura de cada piso elevado al valor de "k" donde:

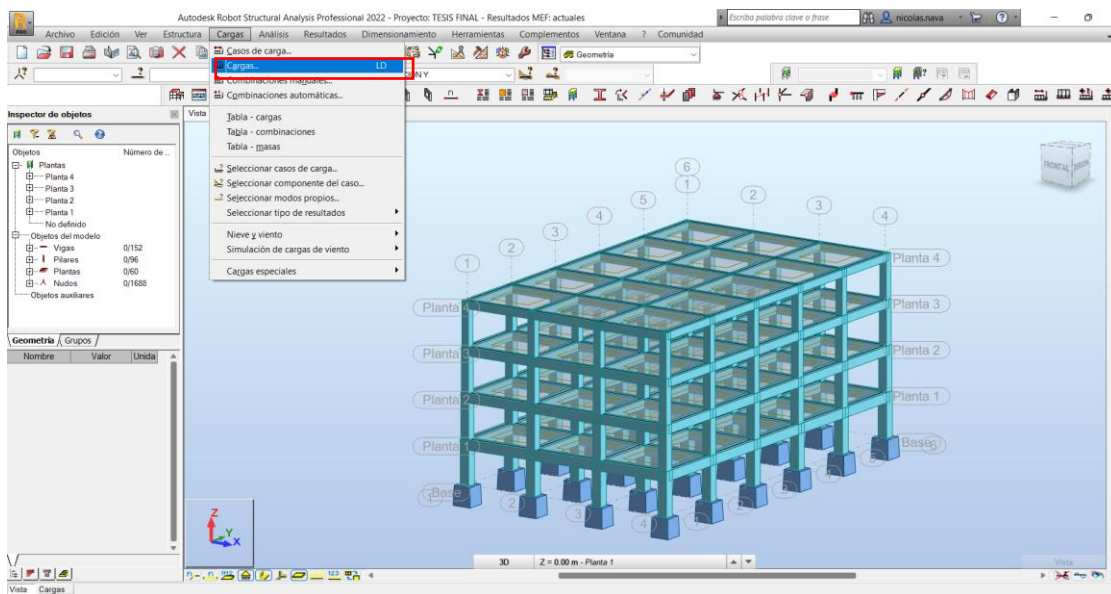
K=Sera igual al valor de 1 debido a que el periodo natural resulto ser menor que 0.5

t	k
<0.5	1.00
0.25<t<2.5	0.75+0.5*t
>2.5	2.00

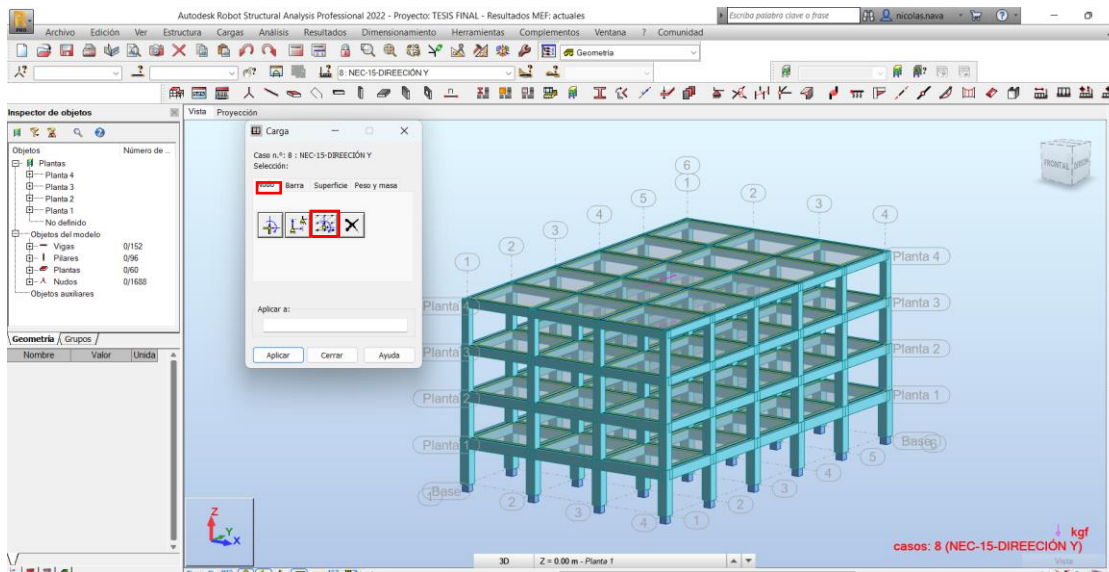
$\frac{W_X(H_x)^k}{W(H_x)^k}$ : los valores obtenidos de esta fórmula se multiplicarán por el cortante basal para determinar las fuerzas sísmicas de cada piso.

Al obtener los cálculos de las fuerzas sísmicas se van a hacer los casos de carga debidos y colocar las cargas correspondientes. Para esto se usarán los siguientes pasos.

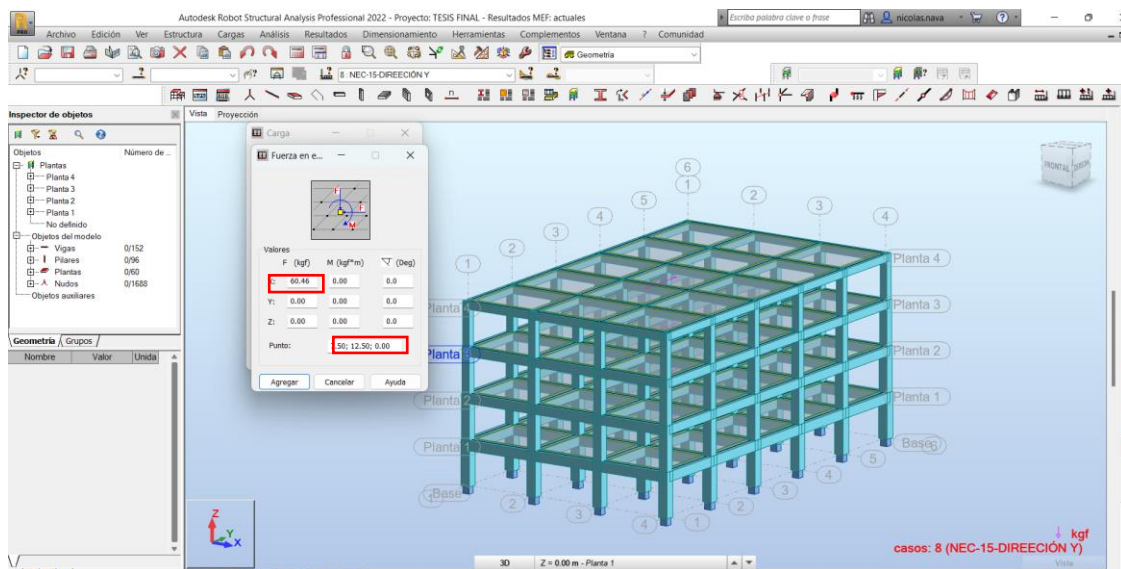
En el apartado de cargas daremos clic izquierdo en “cargas”.



En la ventana emergente hay que seleccionar en “nudo” y luego en el cuadro marcado donde ubicaremos las cargas.



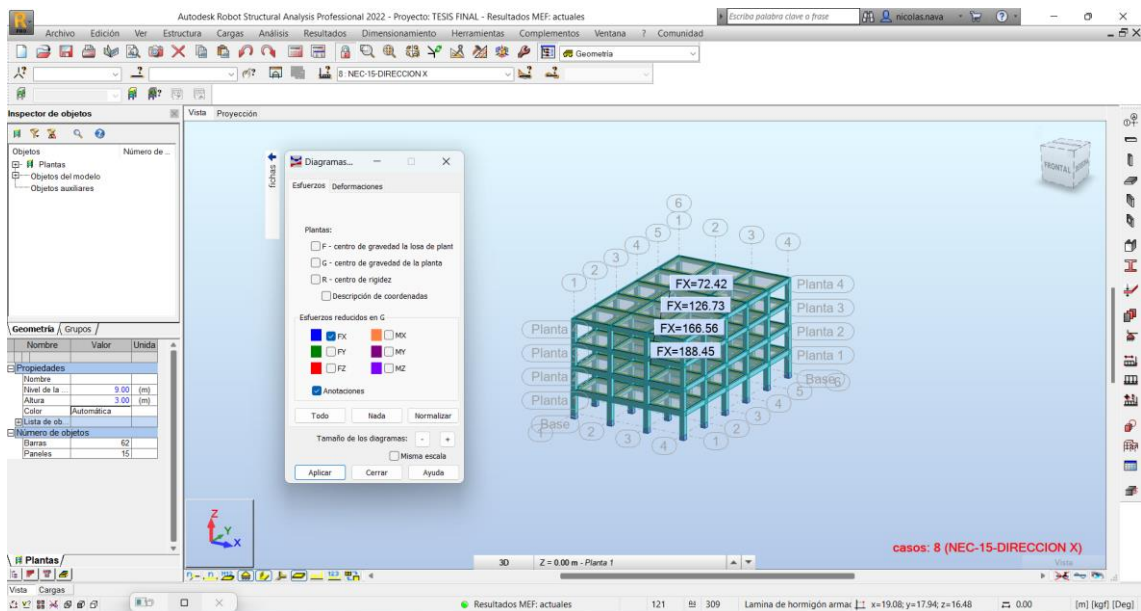
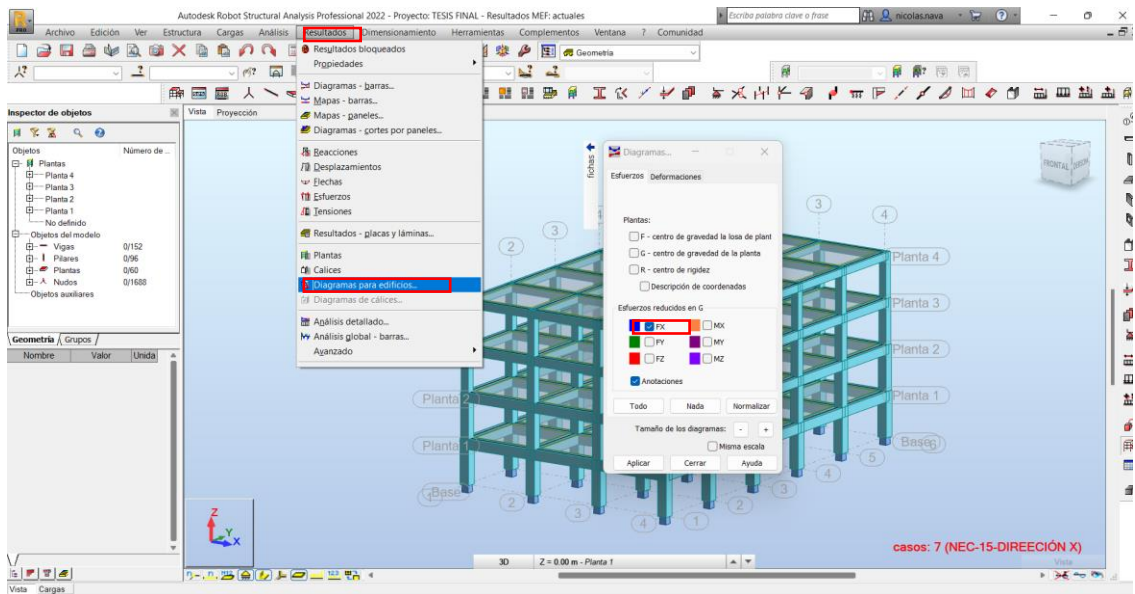
En la venta emergente se realizará la colocación de cargas en el eje X y en el eje Y, para esto se utilizará las coordenadas para el centro de masa de cada piso donde serán ubicadas las cargas.



Al realizar esta serie de pasos se podrá pedir al programa que realice otro calculo para analizar que todo esté bien.

Para comprobar que todo esté bien se realizara la comprobación de que las fuerzas sísmicas estén bien colocadas y que la suma de ellas del cortante basal.

Para pedir estos datos se ira al apartado de resultados para luego seleccionar en ‘diagrama para edificios’.



Al terminar este paso se procederá con el cálculo de derivas.

#### 4.5. Cálculo y análisis de la edificación para determinar su elasticidad y ductilidad.

Se procederá a realizar la evaluación de la elasticidad donde se verifica que los desplazamientos y deformaciones resultantes estén dentro de los límites elásticos de los materiales utilizados. También se procederá a realizar la evaluación de la ductilidad donde se considerará la redistribución de cargas y la resistencia frente a la deformación plástica, se analizan las zonas críticas y se verifica que puedan soportar deformaciones adicionales después de alcanzar la capacidad nominal de diseño.

Se procederá a calcular las derivas de piso, en este caso ocuparemos el método de wilbur para comprobar la rigidez del edificio y así calcular las derivas de cada piso y comprobar que estén dentro del límite el cual establece la Norma Ecuatoriana De La Construcción.

Para este método el primer paso a realizar será calcular las rigideces de cada columna y cada viga en el modelo.

Debido a que la estructura es simétrica se procederá a realizar cálculos en un eje X y un eje en Y para después multiplicarlo por la cantidad de pórticos en X y en Y.

### Cálculo de la rigidez para columnas del primer pórtico (ejemplo).

Figura 18.

Imágenes de ejemplo de la rigidez lateral de cada piso en el eje "X" y "Y".

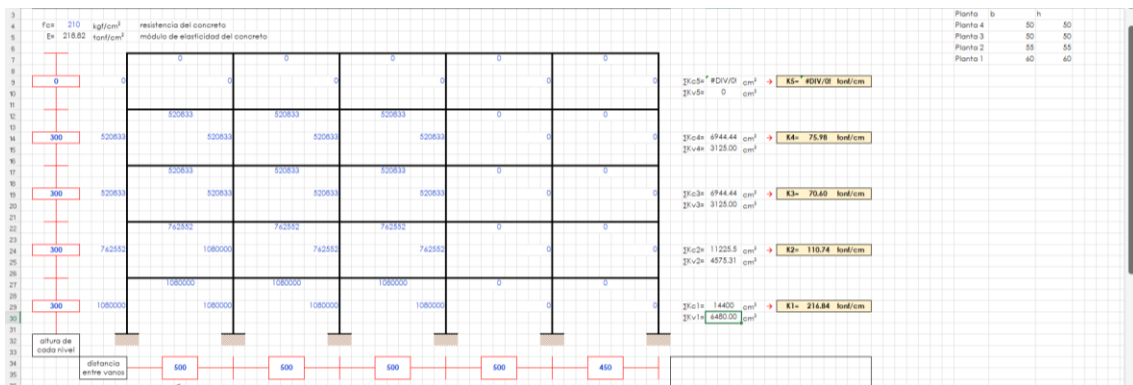
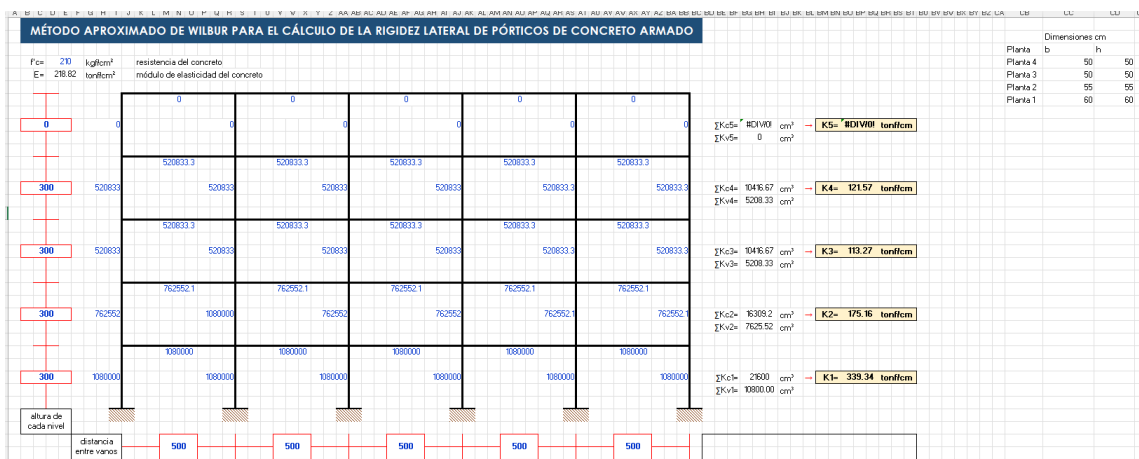


Imagen: Rigidez lateral de cada piso en el eje X.



**Imagen: Rigidez lateral de cada piso respecto al eje (Y)**

los resultados producidos por las fórmulas posteriores.

Procedemos a calcular la Inercia de cada columna y viga:

Primera columna (Ejemplo 1):

$$I = \frac{B(H^3)}{12}$$
$$I = \frac{60(60^3)}{12}$$
$$I = 1080000$$

Primera viga (Ejemplo 1):

$$I = \frac{30(50^3)}{12}$$
$$I = 312500$$

Para el cálculo de las rigideces se usarán las siguientes formulas:

Para la rigidez lateral del primer piso se usará la siguiente formula

$$K_1 = \frac{48E}{h_1 \left[ \frac{4h_1}{\sum K_{c1}} + \frac{h_1 + h_2}{\sum K_{v1} + \frac{\sum K_{c1}}{12}} \right]}$$

Para la rigidez lateral del segundo piso.

$$K_2 = \frac{48E}{h_2 \left[ \frac{4h_2}{\sum K_{c2}} + \frac{h_1 + h_2}{\sum K_{v1} + \frac{\sum K_{c1}}{12}} + \frac{h_2 + h_3}{\sum K_{v2}} \right]}$$

Para la rigidez lateral del piso 3 en adelante.

$$K_n = \frac{48E}{h_n \left[ \frac{4h_n}{\sum K_{cn}} + \frac{h_m + h_n}{\sum K_{vm}} + \frac{h_n + h_{\theta}}{\sum K_{vn}} \right]}$$

Debido a los cálculos realizados se ha obtenido los siguientes resultados:

Niveles	Rigideces laterales en el eje X	Rigideces laterales en el eje Y
Planta 4	53.63	86.83
Planta 3	43.07	70.13
Planta 2	56.29	90.37
Planta 1	125.73	197.38

Se procederá a realizar los cálculos de la deriva de cada piso donde se realizará la comparación con la Normativa.

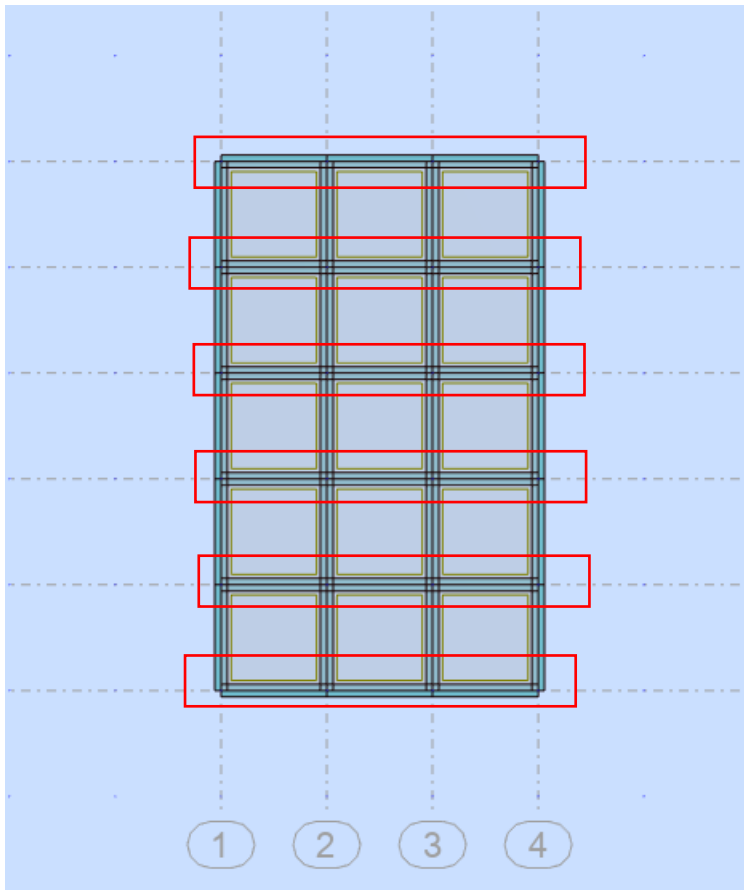
Para estos cálculos debe obtenerse la matriz de rigidez lateral, que se da de la siguiente manera:

	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	
	K1+K2	(-K2)	0	0	<b>1</b>
	(-K2)	K2+K3	(-K3)	0	<b>2</b>
K=	0	0	K3+K4	(-K4)	<b>3</b>
	0	0		K4	<b>4</b>

Obtenida la matriz de rigidez lateral se procederá a realizar el cálculo para la matriz de los ejes en X y en Y.

#### 4.5.1. Cálculo matriz rigidez lateral respecto al eje (X) .

Debido a que la estructura es simétrica, se realizara una multiplicación de las rigideces según los pórticos que se obtienen en cada piso.



Por lo tanto, las rigideces laterales en el eje X se multiplicarán por el valor de pórticos que se encuentre en ese eje, en este caso son 6 pórticos de hormigón armado.

Según esto se obtiene los siguientes resultados.

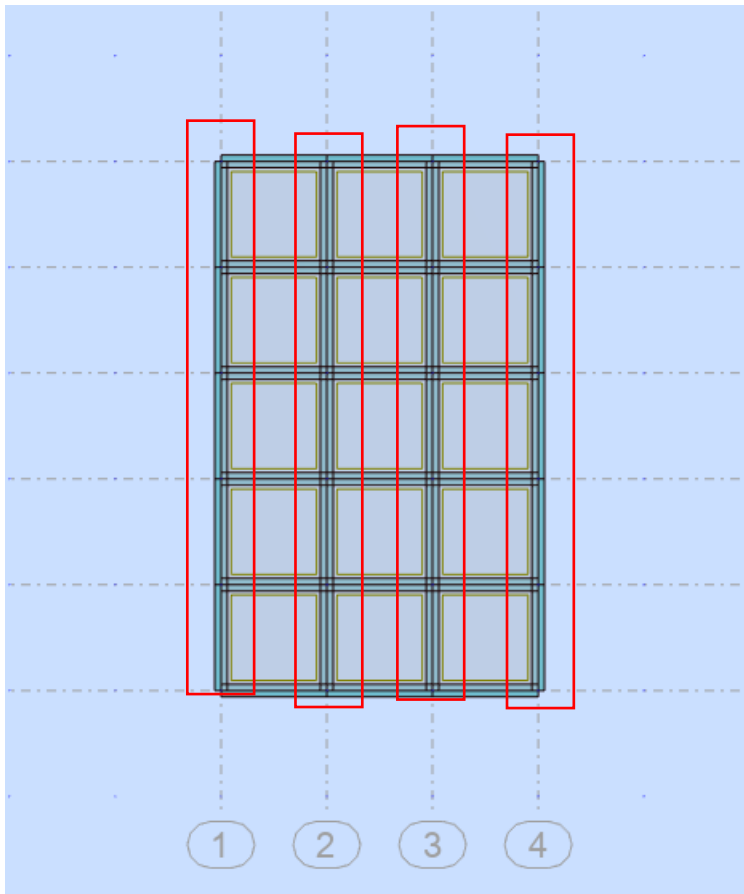
Análisis dirección en x		
Planta	Rigidez lateral para un portico	Rigidez lateral total
Planta 4	53.63	321794
Planta 3	43.07	258449
Planta 2	56.29	337717
Planta 1	125.73	754401

Matris de rigidez lateral			
1092118	-337717	0	0
-337717	596165	-258449	0
0	-258449	580242	-321794
0	0	-321794	321794

#### 4.5.2. Cálculo matriz rigidez lateral respecto al eje (Y).



Debido a la simetría del edificio en el eje Y también se podrá realizar la multiplicación por la cantidad total de pórticos.



Como resultado, cuatro pórticos de hormigón armado se multiplicarán por los valores de las rigideces laterales en el eje Y.

En este caso, se adquieren los valores que se muestran a continuación.

Análisis dirección en Y		
Planta	Rigidez lateral para un portico	Rigidez lateral total
Planta 4	121.57	486266
Planta 3	113.27	453097
Planta 2	175.16	700643
Planta 1	339.34	1357356

	2057999	-700643	0	0
K=	-700643	1153740	-453097	0
	0	-453097	939363	-486266
	0	0	-486266	486266

#### 4.5.3. Cálculo Derivas de Piso

El proceso posterior se llevará a cabo para adquirir los desplazamientos elásticos e inelásticos de cada nivel.

$$\Delta = K^{-1} * F$$

Según la fórmula, los resultados del desplazamiento se obtienen multiplicando la matriz de fuerzas por la matriz inversa de la rigidez lateral.

En este proyecto los resultados fueron los siguientes:

- **Cálculo de los desplazamientos respecto al eje (X).**

La matriz general de la rigidez lateral en el eje x es:

		Matris de rigidez lateral			
K=		1965487	-664427	0	0
		-664427	1088001	-423575	0
		0	-423575	879449	-455875
		0	0	-455875	455875

La matriz fuerza es:

		FUERZAS
F=		21.8940235
		39.8260836
		54.3129571
		72.4172761

Por lo tanto, el resultado de los desplazamientos en el eje X es:

		Δm	
U=		0.000	CUMPLE
		0.000	CUMPLE
		0.001	CUMPLE
		0.001	CUMPLE

El edificio en cuestión cumple los requisitos de la Norma Ecuatoriana de Construcción, que establece que las derivas del suelo en las construcciones de hormigón armado no pueden ser superiores a 0,02.

Estructuras de	$\Delta m$ maxima
Hormigon armado, estructuras metalicas y de madera.	0.02
Mamposteria	0.01

Fuente: NEC, Peligro Sísmico. Diseño Sismorresistente, 2014

#### 4.5.4. Cálculo de los desplazamientos respecto al eje (Y).

La matriz general de la rigidez lateral en el eje Y es:

K=	2057999	-700643	0	0
	-700643	1153740	-453097	0
	0	-453097	939363	-486266
	0	0	-486266	486266

La matriz fuerza es:

FUERZAS	
F=	21.8940235
	39.8260836
	54.3129571
	72.4172761

Por lo tanto, el resultado de los desplazamientos en el eje Y es:

$\Delta m$	
U=	0.0001 CUMPLE
	0.0004 CUMPLE
	0.0007 CUMPLE
	0.0008 CUMPLE

El edificio en cuestión cumple los requisitos de la Norma Ecuatoriana de Construcción, que establece que las derivas del suelo en las construcciones de hormigón armado no pueden ser superiores a 0,02.

Estructuras de	$\Delta m$ maxima
Hormigon armado, estructuras metalicas y de madera.	0.02
Mamposteria	0.01

Fuente: NEC, Peligro Sísmico. Diseño Sismorresistente, 2014.

#### 4.5.5. Cálculos de desplazamientos elásticos e inelásticos de la edificación por piso

Al obtener los desplazamientos de cada piso se procederá a realizar los cálculos de los desplazamientos elásticos e inelásticos presentes en la estructura:

##### 4.5.5.1. Desplazamientos elásticos e inelásticos en el eje X.

Para los siguientes cálculos se ocupará la formula escrita en la sección 4.1.8.2.

$$\Delta_m = 0.75 * R * \Delta_E$$

Los desplazamientos obtenidos en el eje X son:

		$\Delta m$
U=	0.00014	CUMPLE
	0.0004	CUMPLE
	0.0007	CUMPLE
	0.0009	CUMPLE

Por lo tanto, se procederá a demostrar el cálculo del primer piso:

$$\Delta_m = 0.75 * R * \Delta_E$$

$$\Delta_m = 0.75 * 7 * 0.00014$$

$$\Delta_m = 0.001$$

En la siguiente imagen se proporcionará los valores de los siguientes pisos.

Inelásticas
0.001
0.002
0.004
0.004

#### 4.5.5.2. Desplazamientos elásticos e inelásticos en el eje Y.

Para los siguientes cálculos se ocupará la fórmula escrita en la sección 4.1.8.2.

$$\Delta_m = 0.75 * R * \Delta_E$$

Los desplazamientos obtenidos en el eje Y son:

		$\Delta_m$	
	0.0001	CUMPLE	
U=	0.0004	CUMPLE	
	0.0007	CUMPLE	
	0.0008	CUMPLE	

Por lo tanto, se procederá a demostrar el cálculo del primer piso:

$$\Delta_m = 0.75 * R * \Delta_E$$

$$\Delta_m = 0.75 * 7 * 0.0001$$

$$\Delta_m = 0.001$$

En la siguiente imagen se proporcionará los valores de los siguientes pisos.

Inelásticas
0.001
0.002
0.003
0.004

#### 4.6. Diseño Elementos de Hormigón Armado

Medición y detallado de elementos estructurales como vigas, pilares y losas, entre otros. que estén reforzados con barras de acero; en este caso, se llevará a cabo la selección de las características del hormigón y del acero, así como la resistencia a compresión del hormigón y a tracción del acero.

Para el diseño del hormigón armado, realizaremos las siguientes acciones:

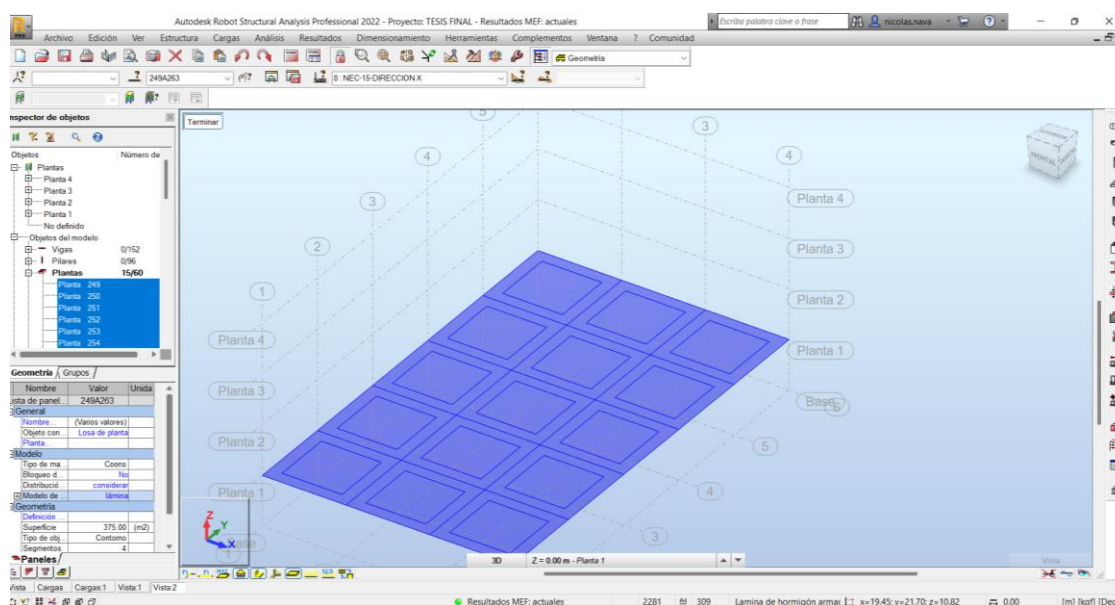
##### 4.6.1. Losa.

Se procederá a seleccionar todas las losas del piso en el que se realizará el armado estructural.

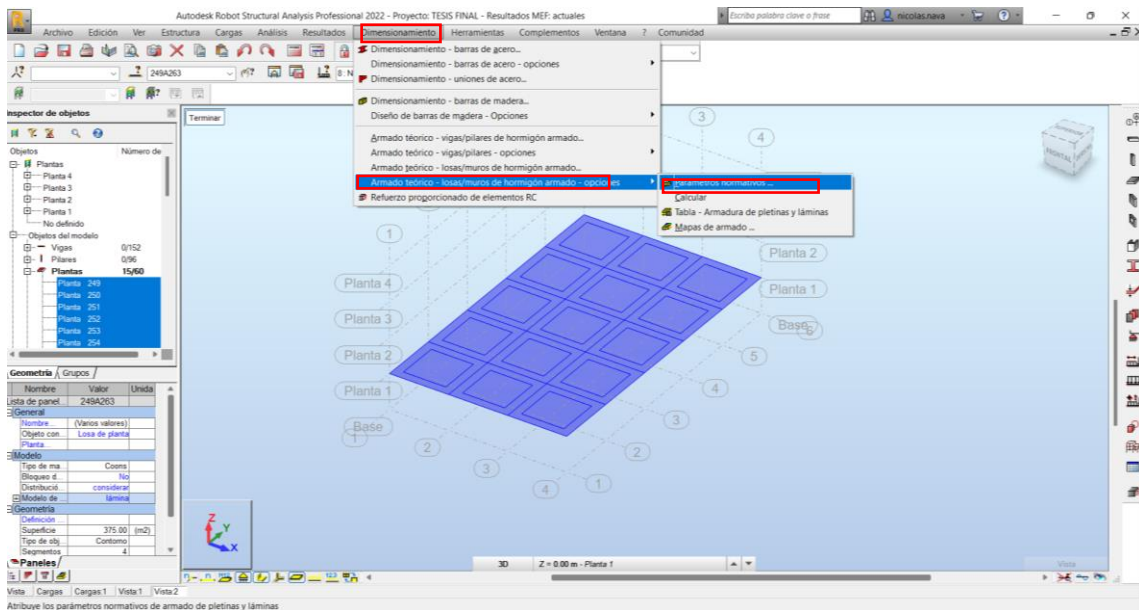
Para este ejemplo se realizará el armado estructural de la losa maciza del primer piso.

#### Figura 19.

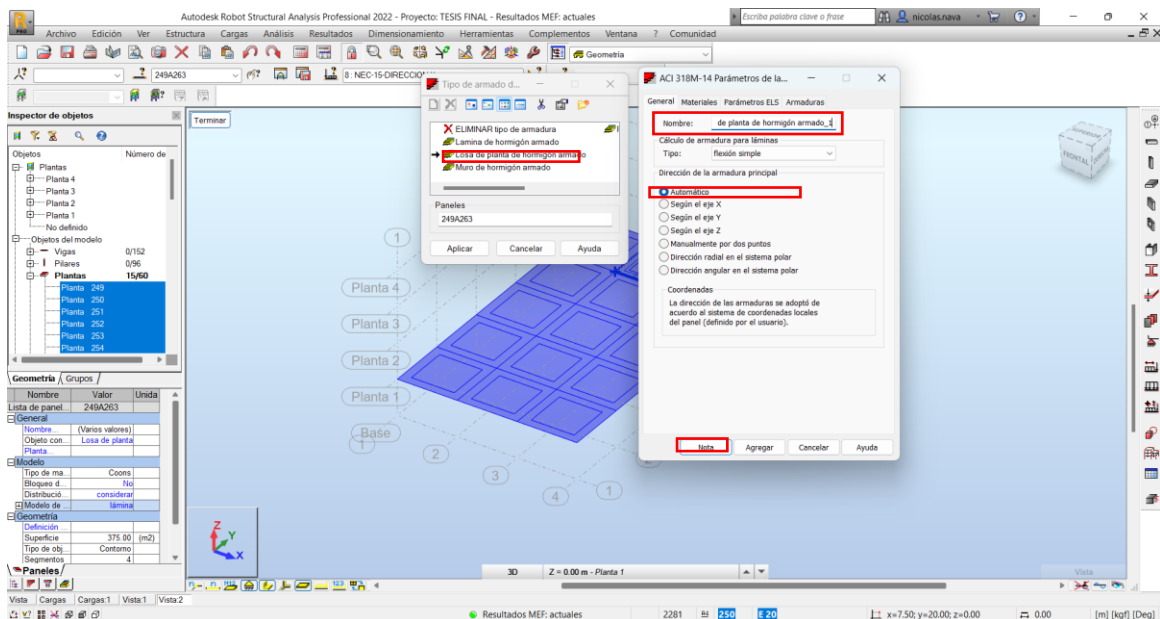
*Imágenes de ejemplo sobre el diseño de hormigón armado en el software de Robot.*



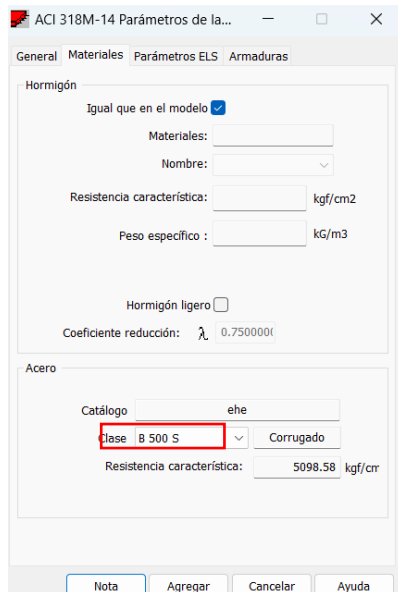
Una vez elegida la losa que se diseñara, pase a la ventana de dimensionamiento donde se seguira los siguientes pasos.



Se procederá a realizar el cambio del nombre y parámetros con los siguientes pasos.

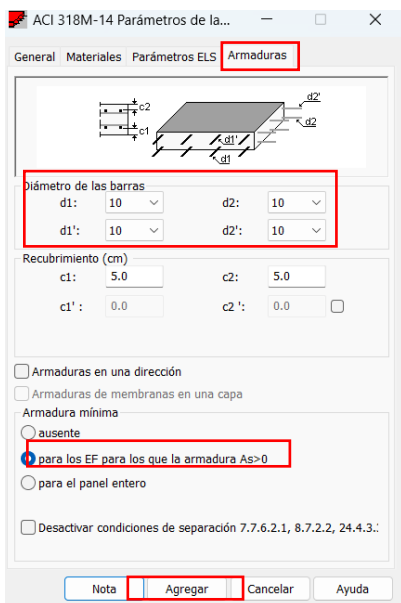


En parámetros se procede a cambiar la clase del acero a la que se utilizara, en este caso es B 500 S



En el siguiente apartado se procederá a colocar el diámetro de las barras que se utilizaran; en este caso se seleccionaron barras de 10 mm.

Se proceder a pedir al programa que tome en cuenta una armadura cuando el área de acero es mayor igual a 0

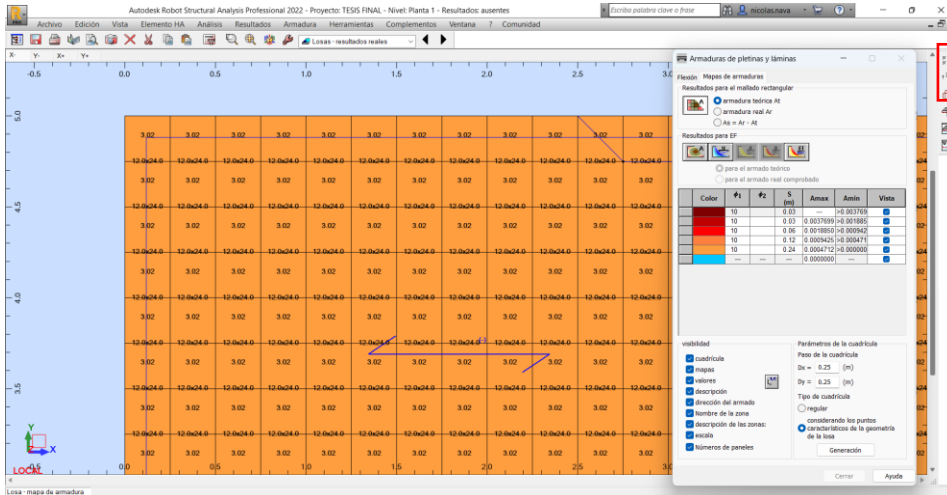


Una vez realizados los procedimientos anteriores, la aplicación calculará la losa tal y como se indica en la imagen.

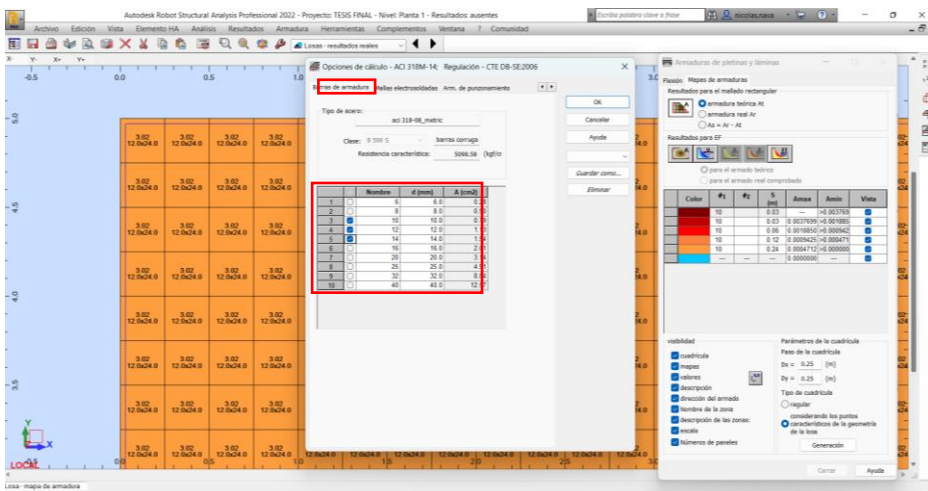




Al obtener la primera vista sobre armaduras de pletinas y laminas se procederá a realizar los cambios en los parámetros señalados en la siguiente imagen:



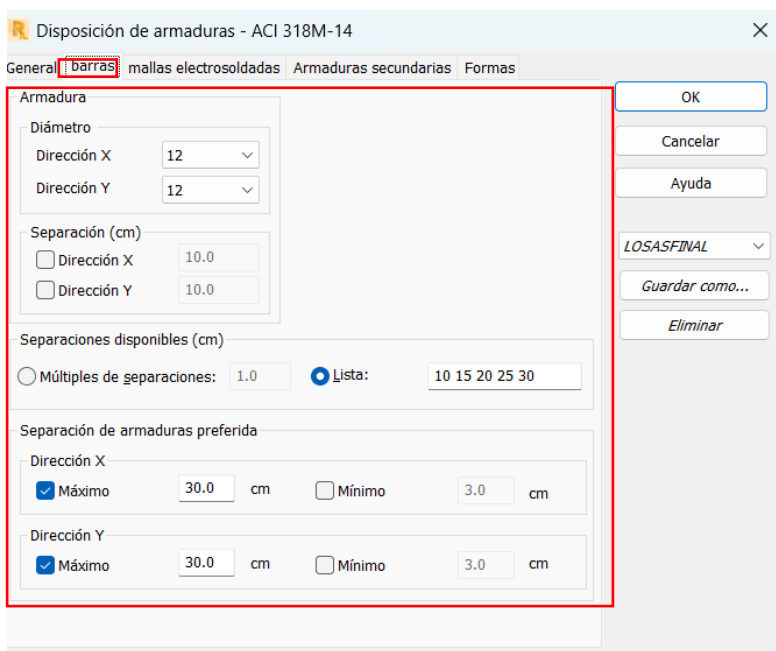
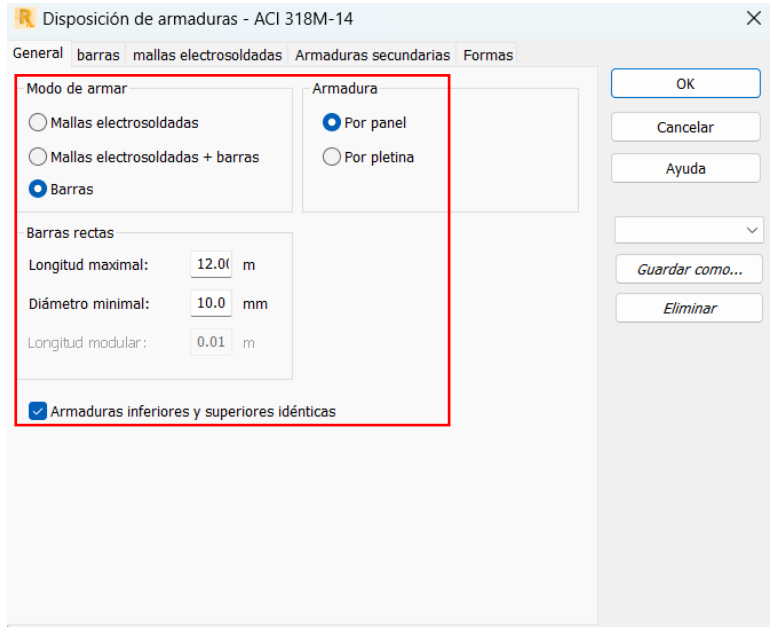
En el primer apartado se encuentran las opciones de cálculo donde se procederá a escoger el diámetro mínimo de barras que se utilizarán.

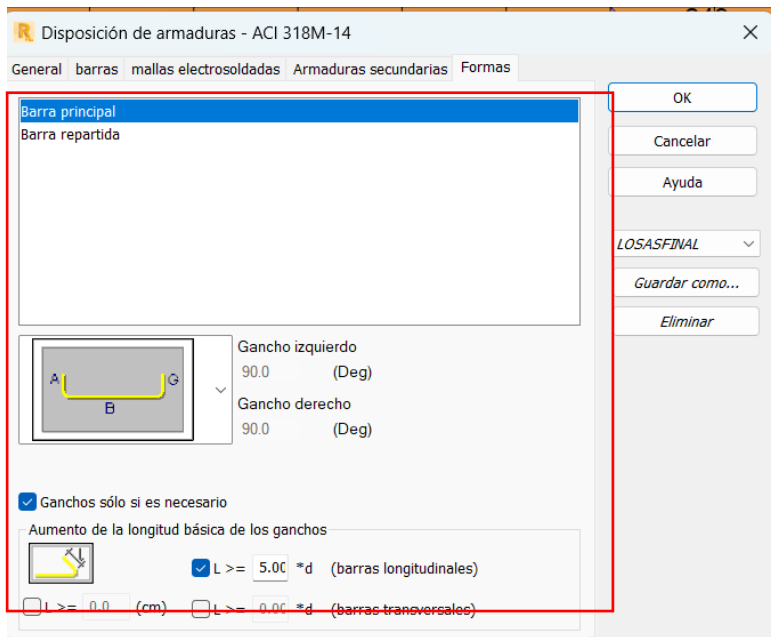


En el segundo apartado no se realizarán cambios debido a que son los parámetros de nivel ya establecidos al momento de crear los niveles.

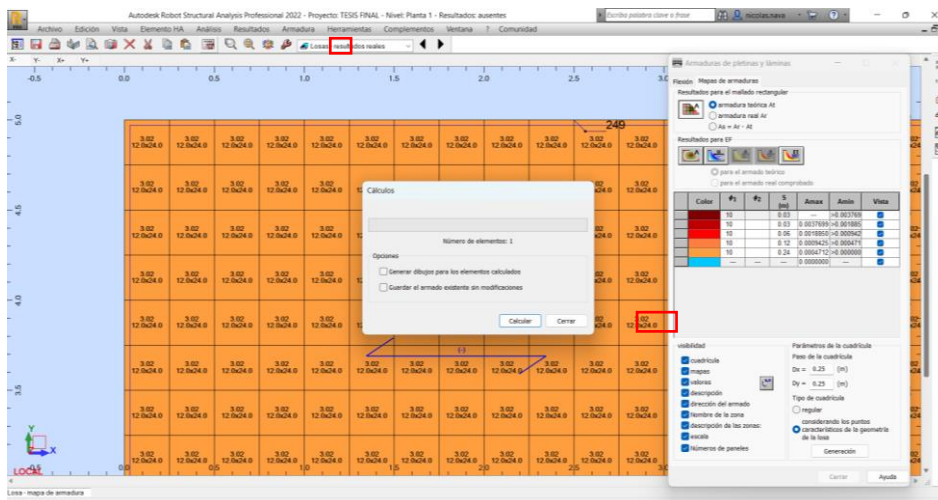
En el tercer apartado "Disposición de armaduras" se procederá a colocar el modo de armaduras que se desea, en este caso se colocará por barras y no por malla electrosoldada. Al cambiar la opción a barras se procederá a cambiar las longitudes máximas y mínimas de una barra comercial.

También se procederá a realizar los cambios de separaciones máximas en el eje ‘x’ y en el eje ‘y’. Para luego dar forma a las barras principales a utilizar.

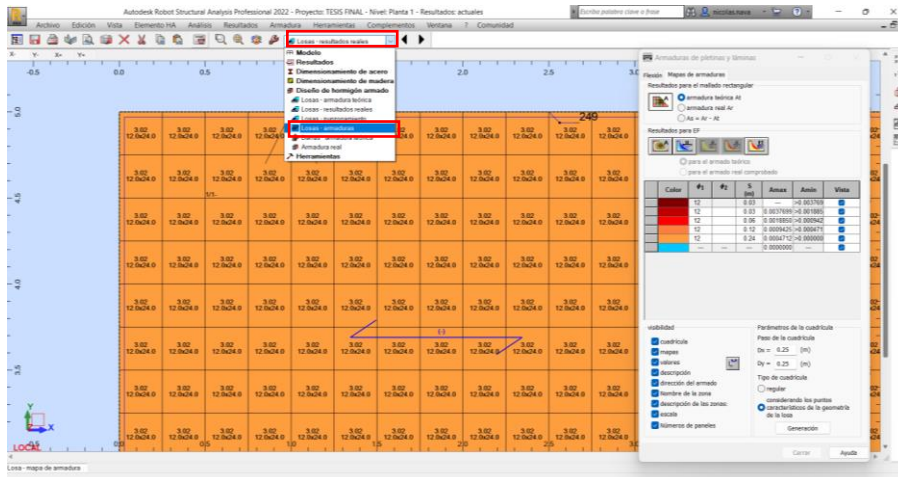




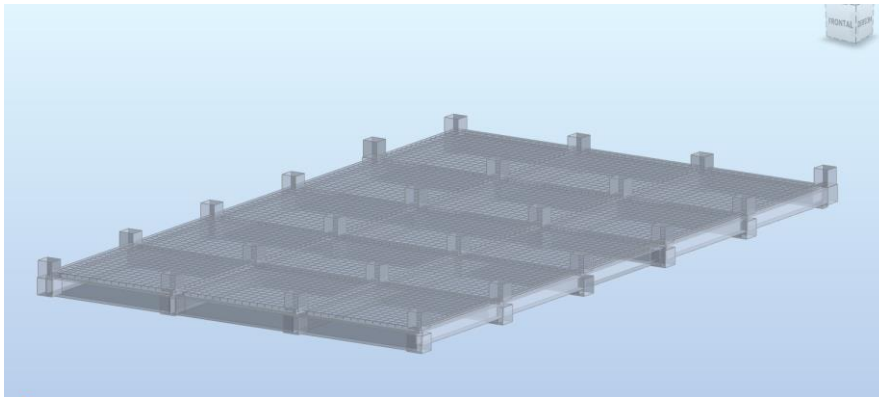
Al tener los parámetros listos se le pedirá al programa que realice el cálculo y así poder observar la armadura.



Si el programa no nos lanza ni un error se podrá seguir con el siguiente paso, donde se visualizará el armado estructural según los parámetros indicados por el usuario.



Al seguir los pasos indicados, se podrá observar la losa de la siguiente manera.



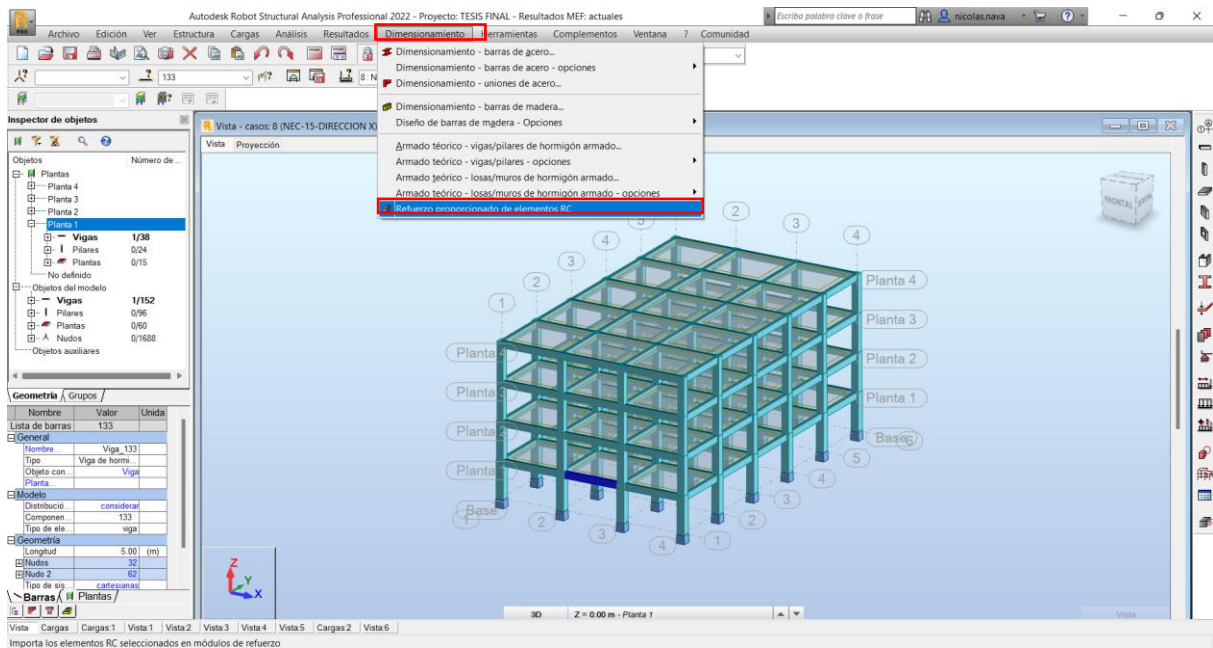
#### 4.6.2. Vigas.

Para la creación de un armado estructural de vigas se procederá con los siguientes pasos.

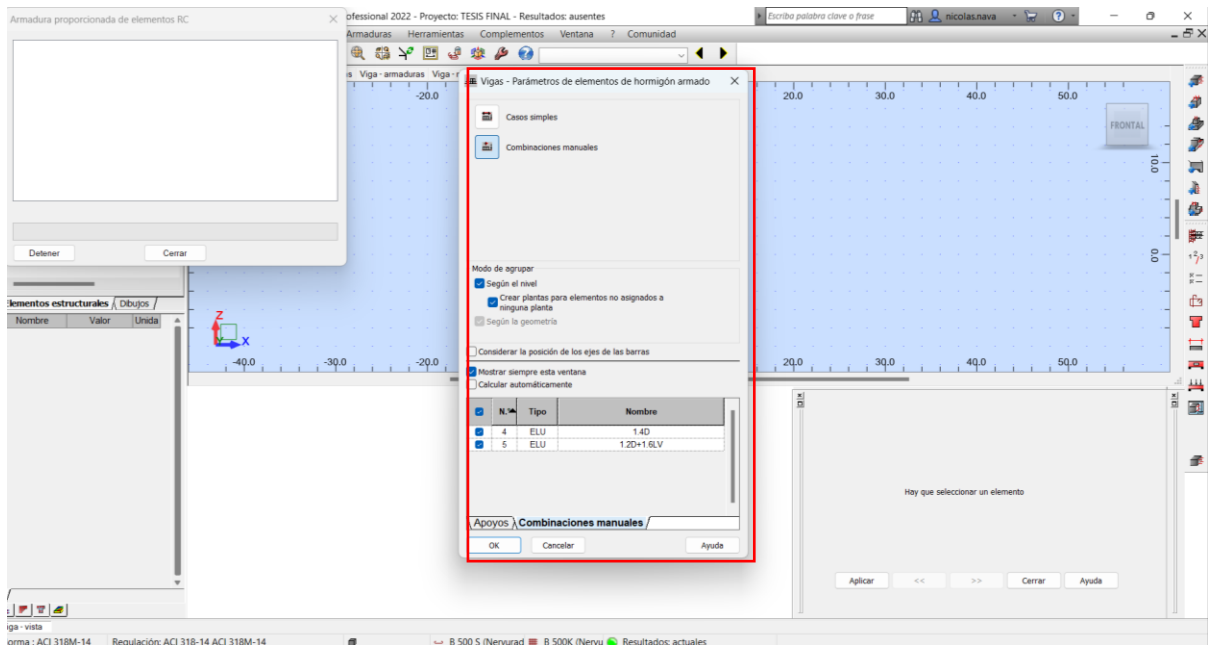
Se procederá a seleccionar la viga, después se irá al apartado de dimensionamiento donde se seleccionará el ‘refuerzos proporcionados de elementos RC’

**Figura 20.**

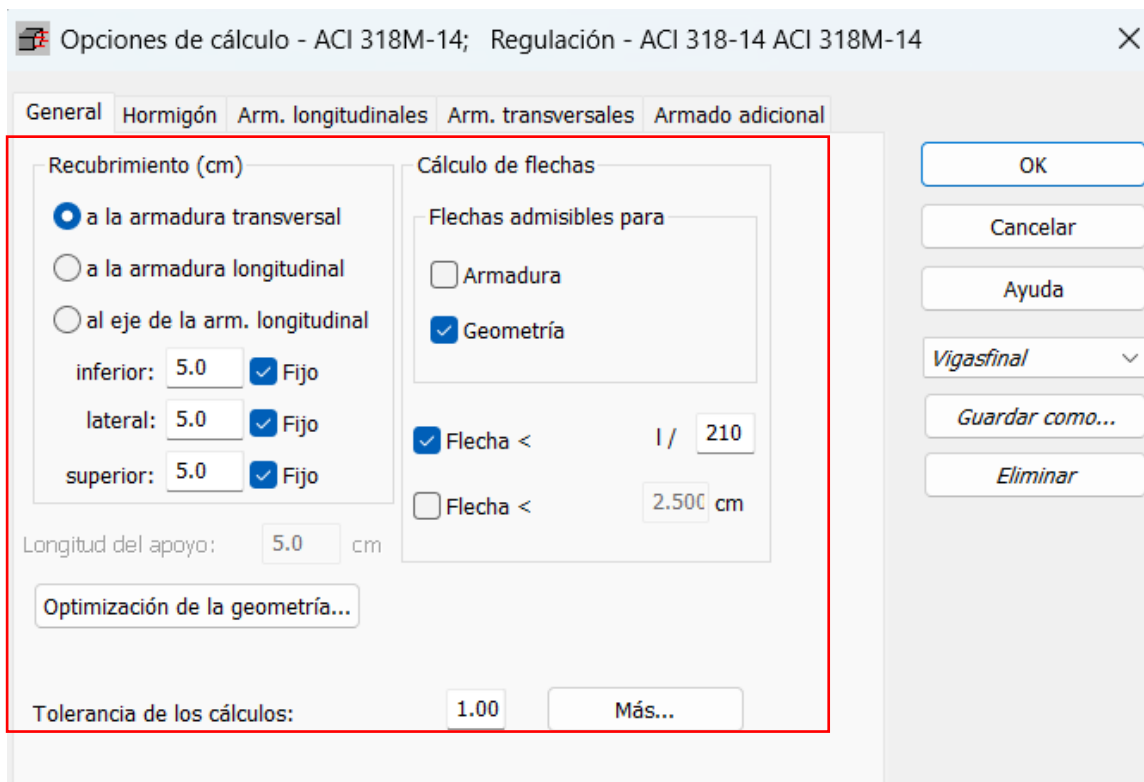
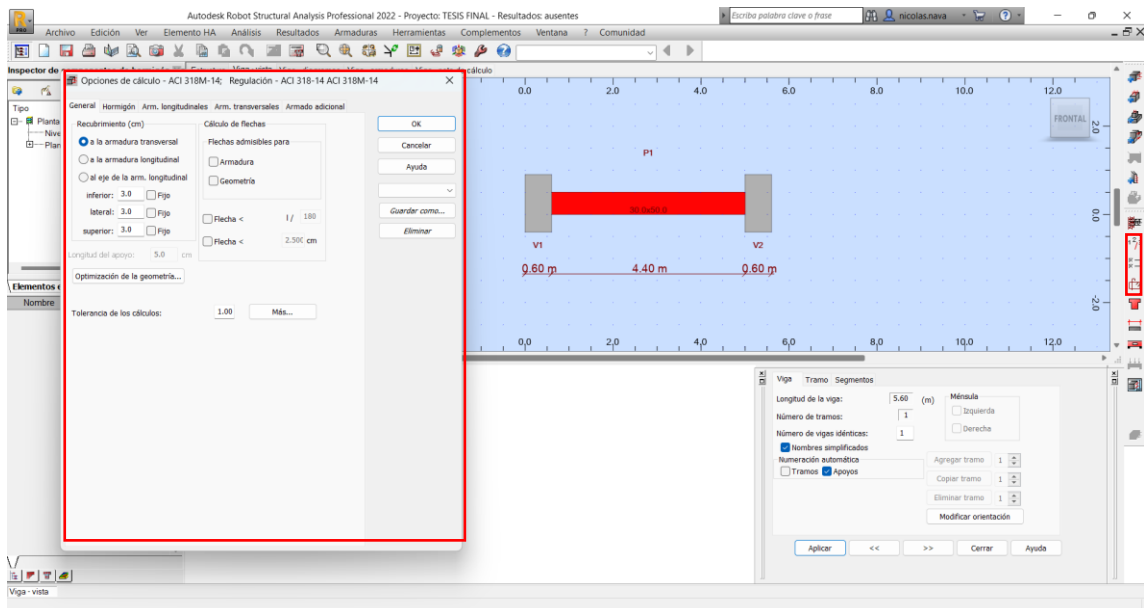
*Dimensionamiento de hormigón armado en el software de Robot*



Seleccionaremos las combinaciones manuales, en las cuales ya fueron puestas en el programa siguiendo la NEC.



Configuraremos la viga utilizando los mismos tres parámetros que se utilizaron para la losa. Para seguir con los cálculos se procederá a seleccionar en el apartado "Opciones de cálculo", donde se procederá a realizar los cambios de los p





Opciones de cálculo - ACI 318M-14; Regulación - ACI 318-14 ACI 318M-14

General Hormigón **Arm. longitudinales** Arm. transversales Armado adicional

Tipo de acero: ehe

Clase: B 500 S barras corruga

Resistencia característica: 5098.58 (kgf/cr)

	<input type="checkbox"/>	Nombre	d (mm)	A (cm2)
1	<input type="checkbox"/>	6	6.0	0.28
2	<input type="checkbox"/>	8	8.0	0.50
3	<input type="checkbox"/>	10	10.0	0.79
4	<input checked="" type="checkbox"/>	12	12.0	1.13
5	<input checked="" type="checkbox"/>	14	14.0	1.54
6	<input checked="" type="checkbox"/>	16	16.0	2.01
7	<input checked="" type="checkbox"/>	20	20.0	3.14
8	<input type="checkbox"/>	25	25.0	4.91
9	<input type="checkbox"/>	32	32.0	8.04
10	<input type="checkbox"/>	40	40.0	12.57

OK

Cancelar

Ayuda

Vigasfinal

Guardar como...

Eliminar

Al configurar nuestras opciones de cálculo se procederá a configurar los parámetros de armadura, donde se colocarán los diámetros mínimos con los que se trabajará, separaciones, diámetros de estribos, tipos de anclaje etc.



Disposición de armaduras - ACI 318M-14

General | Arm. inferior | Arm. superior | Arm. transversal | Arm. secundaria | Formas

Por tramo  
 Por viga

Armadura longitudinal  
 Diámetro mín.: 14

Separación de barras deseada (cm)  
 Emin 10.0  
 Emax 15.0  
 Para las armaduras longitudinales de torsión 10.0

Todo con estribos  
 Auto  Sí  
 Uniones de las capas

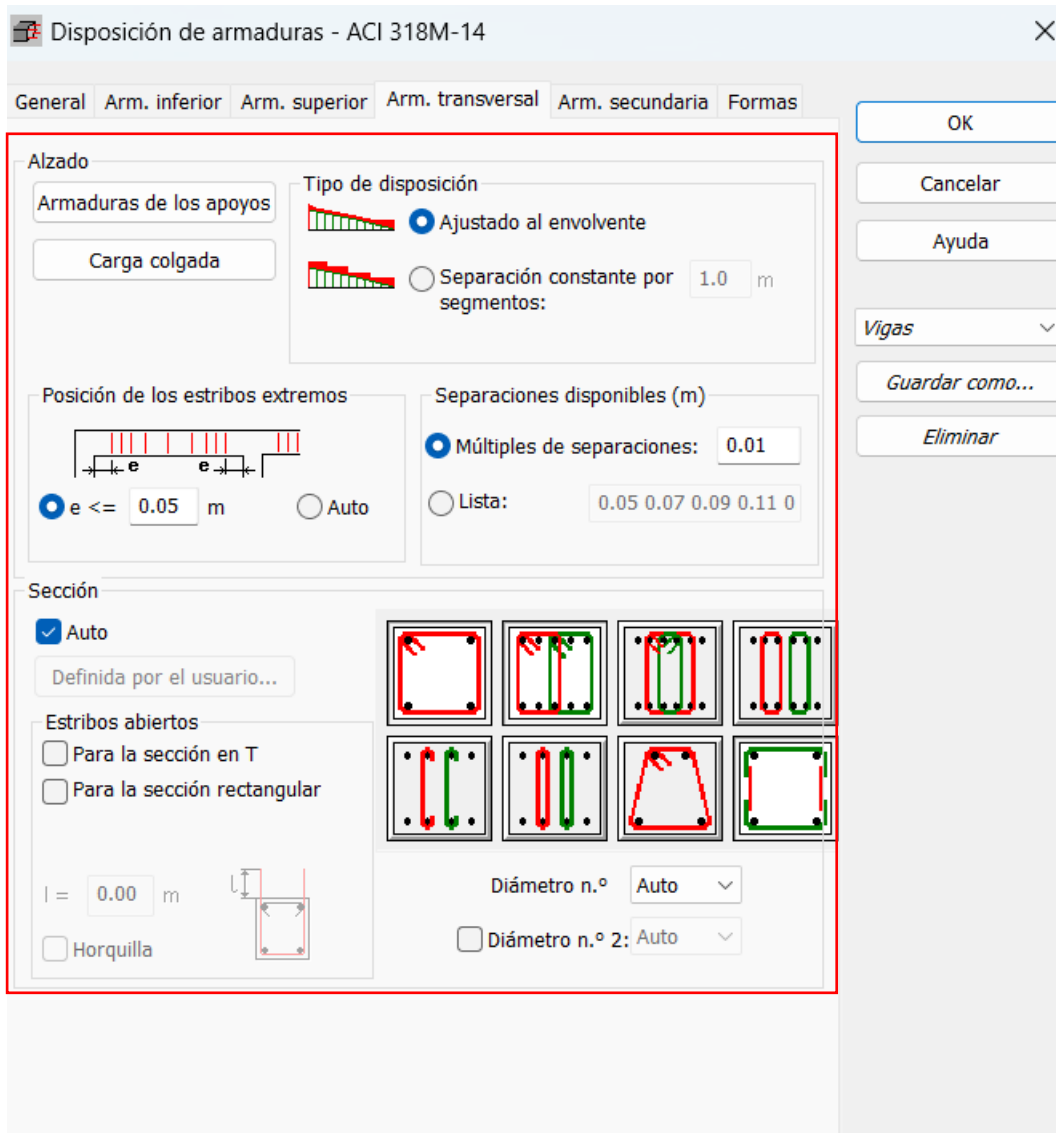
Barras rectas  
 Longitud máxima: 12.00 m  
 Diámetro mínimo: 10.0 mm  
 Longitud modular: 0.01 m

Barras dobladas  
 Doblado de las armaduras inferiores longitud de anclaje 0.80 m  
 Doblado de las armaduras superiores  Separación entre los doblados intermedio 0.40 m  
 N.º doblados en plano 1  
 Ángulo de doblado 60.0 Deg  
 a partir del apoyo 0.04 m

Armaduras simétricas  
 Considerar en la medición las tablas de las secciones en T  
 Descuidar la comprobación de la forma de armaduras al comprobar la viga

Anclaje

OK  
 Cancelar  
 Ayuda  
 Vigas  
 Guardar como...  
 Eliminar



Al seguir estos pasos se podrá realizar el calculo para mostrar la armadura de la viga y tener los resultados en una vista 3d, donde se podrá observar y modificar de acuerdo con los valores que se deban cumplir.

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022 - Proyecto: TESIS FINAL - Nivel: - Resultados MEF: actuales - Resultados: actuales

Archivo Edición Ver Elemento HA Análisis Resultados Armaduras Herramientas Complementos Ventana ? Comunidad

Inspector de componentes de hormigón Estructura Viga - vista Viga - diagramas Viga - armaduras Viga - nota de cálculo

Tipo Est. Nombre  
 Plantas  
 Nivel estándar  
 Planta 1

Elementos estructurales (Dibujos)

Nombre	Valor	Unidad

General Detallada Lista Separaciones y áreas de sección

N.º	Tipo de armadura	Clase de acero	Díametro (mm)	Número	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	
1	transversal principal	B 500 S	10	23	L1 = 0.39	L2 = 0.05	L3 = 0.39									
2	transversal principal	B 500 S	10	23	B = 0.20	C = 0.40	D = 0.20	E = 0.40								
3	principal superior	B 500 S	12	3	B = 2.05											
4	principal superior	B 500 S	12	3	B = 1.55											
5	principal inferior	B 500 S	12	3	B = 5.01											
6	superior de construcción	B 500 S	12	3	L1 = 5.50											

Viga - armaduras

Norma : ACI 318M-14 Regulación: ACI 318-14 ACI 318M-14 210 B 500 S (Nervurad) B 500 S (Nervurad) Resultados: actuales x = 0.00 y = 0.00 z = 0.00 (m)

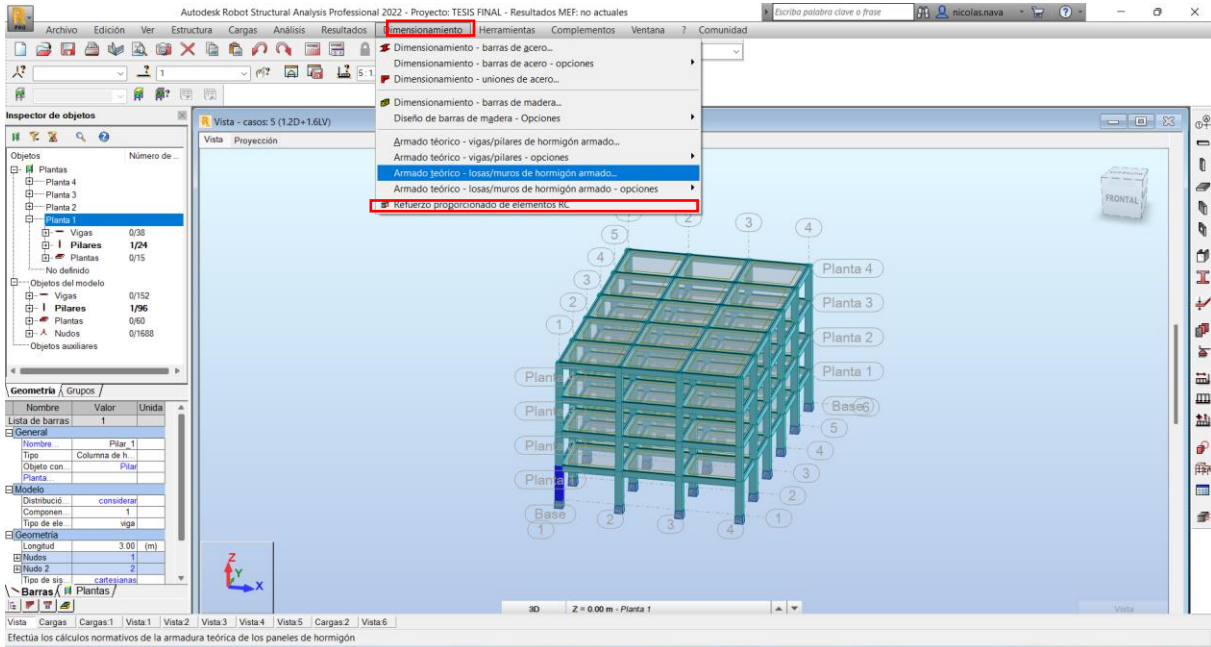
### 4.6.3. Columns.

Para el cálculo de columnas y visualización de su armadura se procederá a realizar los siguientes pasos.

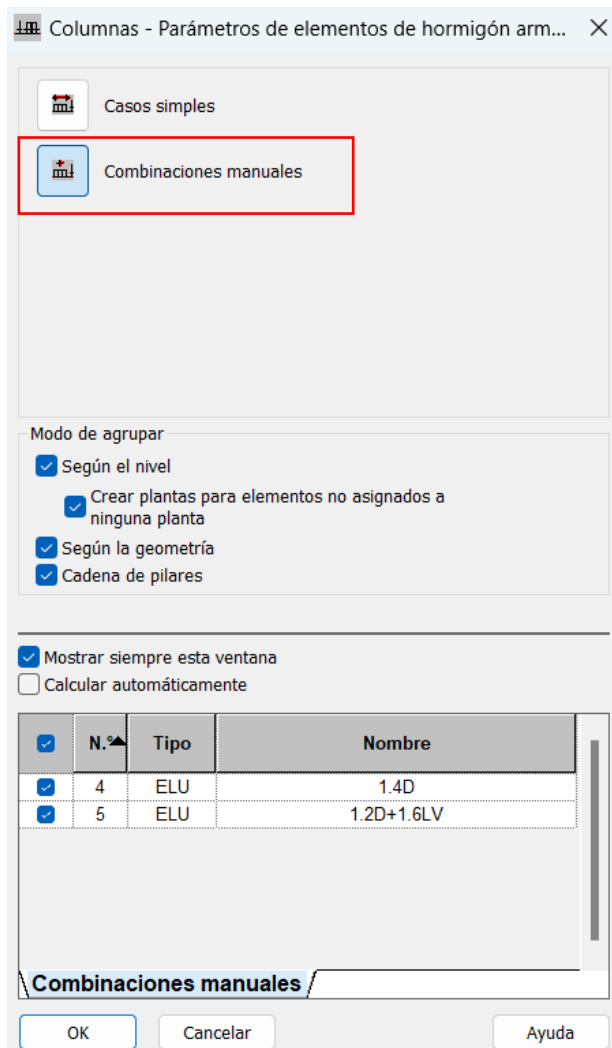
Se procederá a seleccionar las columnas y se procede a seleccionar el apartado de dimensionamiento eligiendo así el apartado de refuerzo proporcionado de elementos de RC.

Figura 21.

*Diseño de elementos de hormigón armado en el software de Robot.*

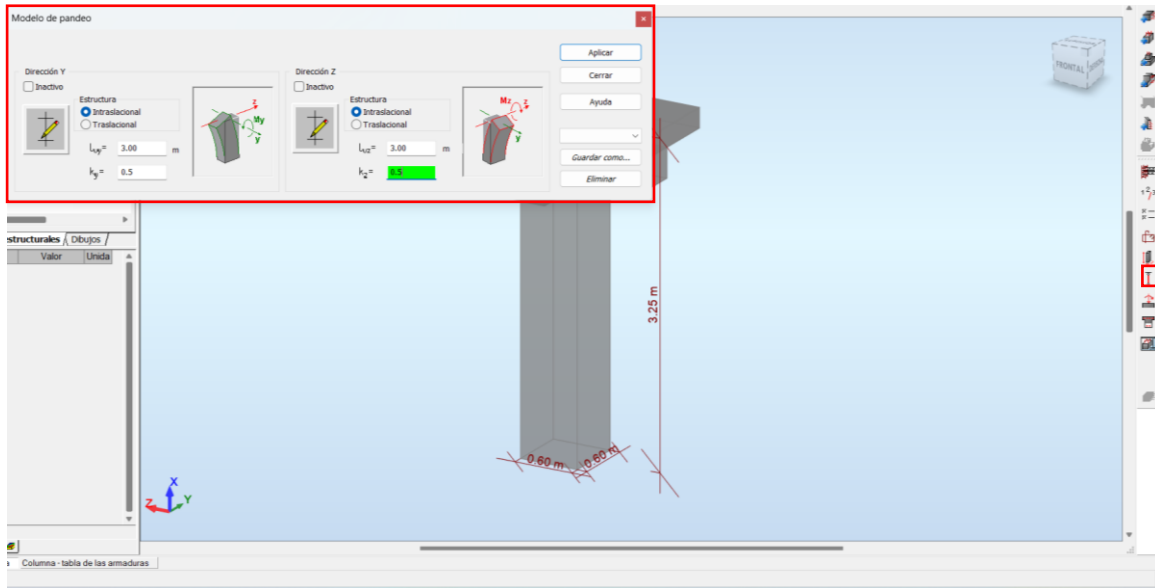


En la ventana emergente seleccionaremos el caso de combinaciones manuales.

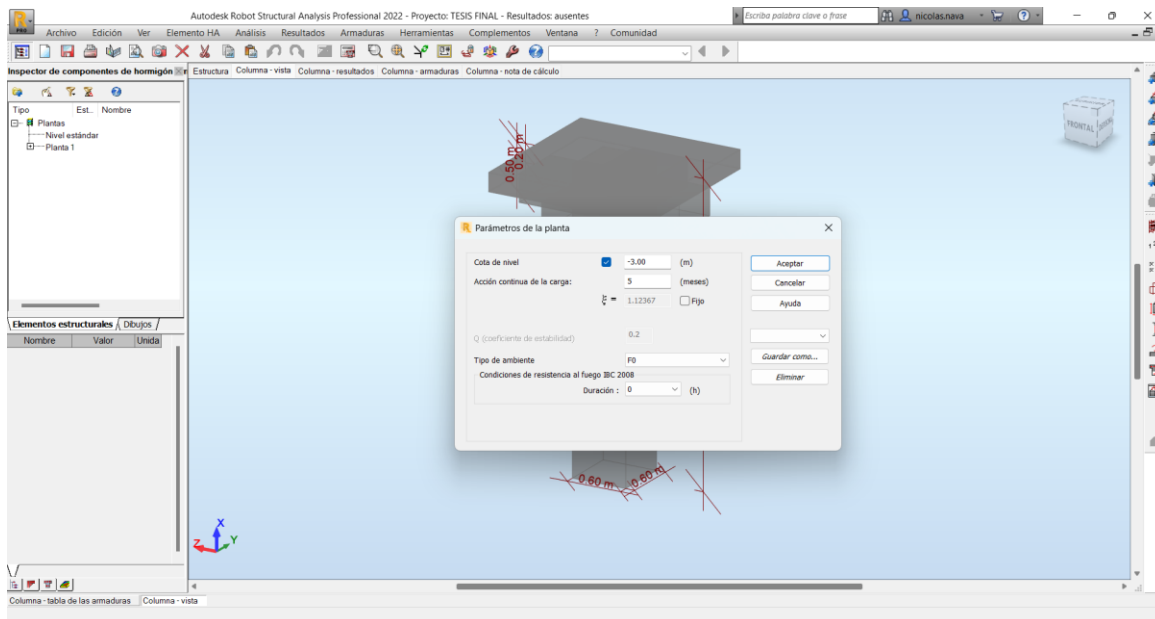


En "Modelo de pandeo" se procederá a seleccionar los datos que sean necesarios como el valor de K.

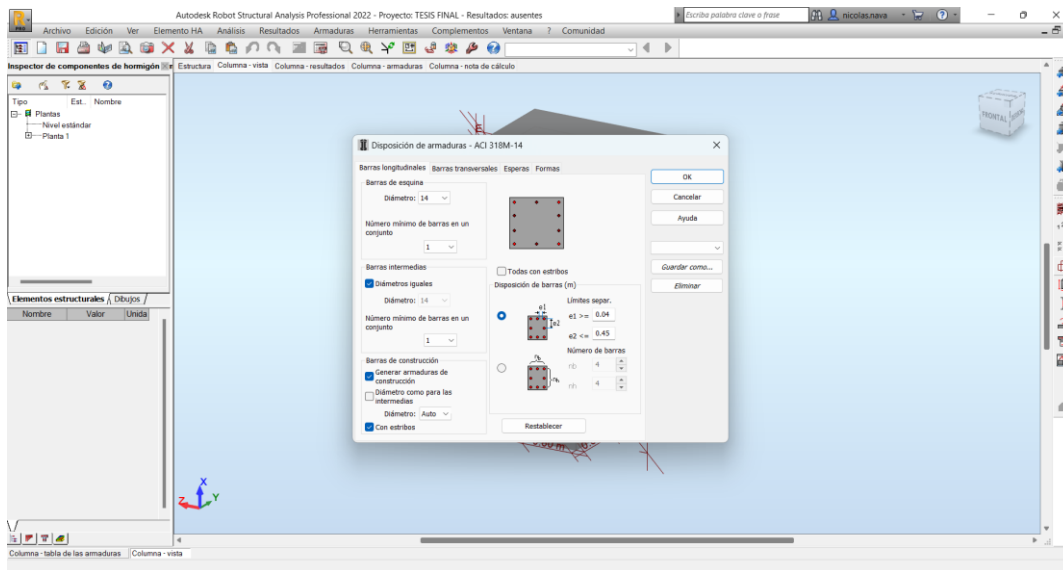
El valor de K será proporcionado por normas en este caso será de 0.5



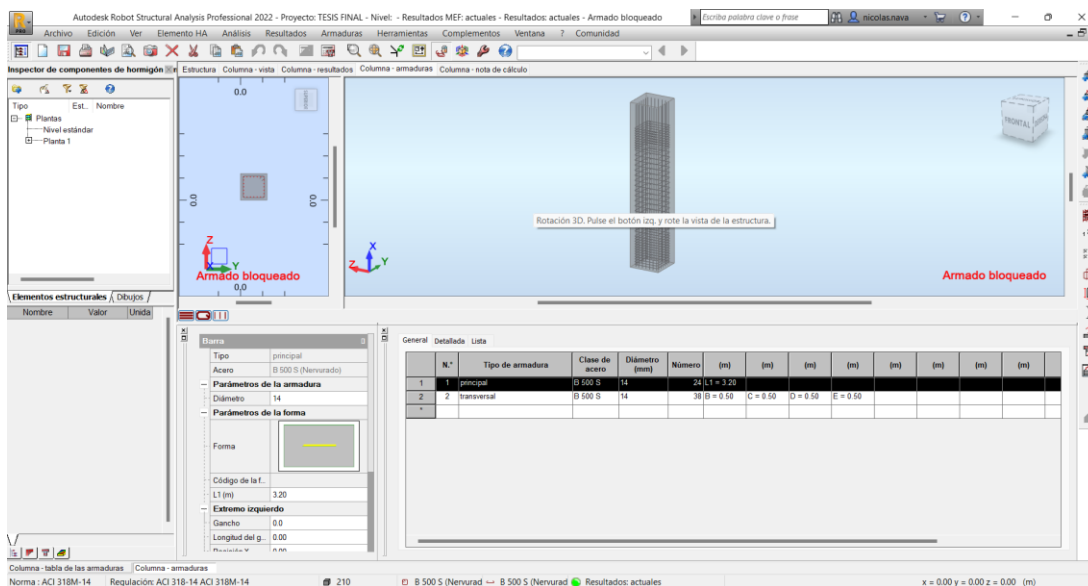
Luego se procederá a revisar los parámetros de la planta, que será la altura de la columna desde la base.



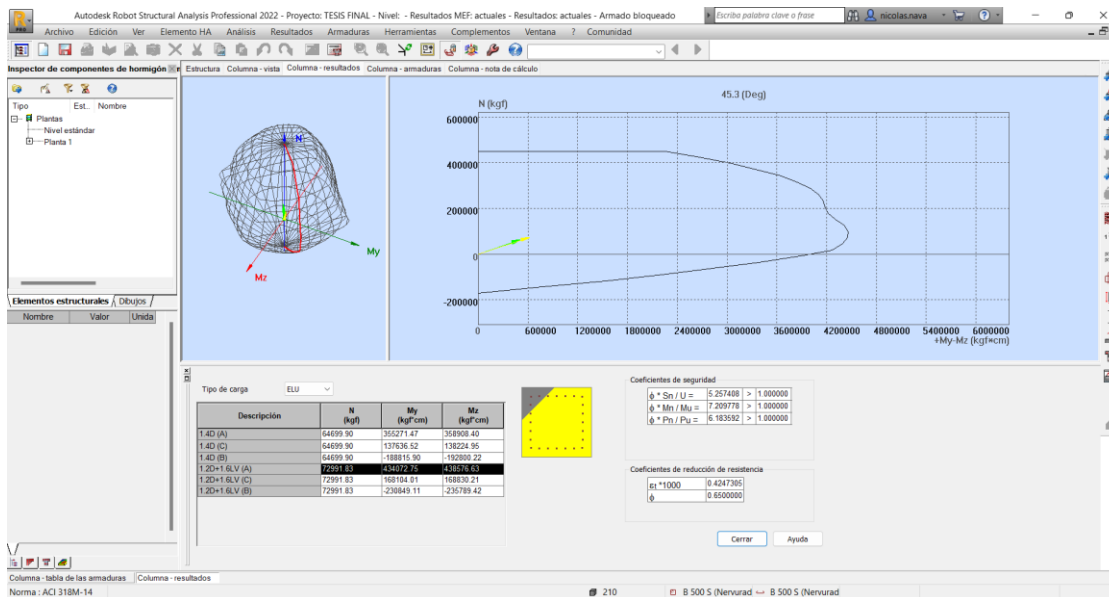
Para el siguiente paso se proceder a configurar la disposición de armaduras, configurando así los diámetros mínimos y máximos que se usaran en la estructura.



Los datos necesarios se modificarán antes de ejecutar el cálculo de la armadura de la columna.



El diagrama de interacción de esta columna, donde se compararán los resultados con la norma aplicada, se muestra en la sección "resultados-columna".



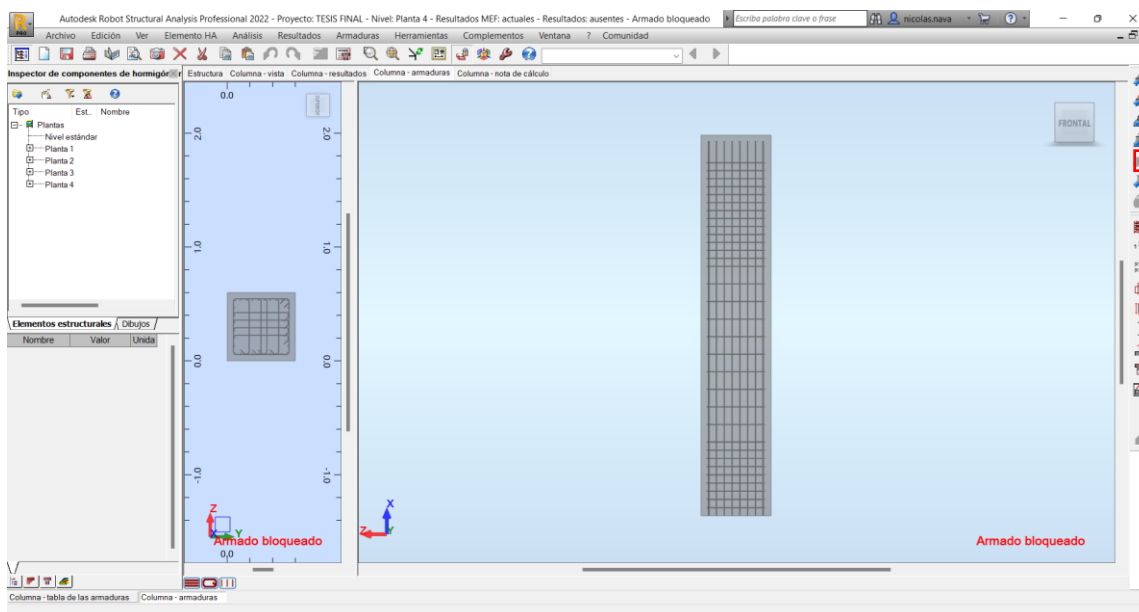
#### 4.6.4. Memoria técnica y planos de detallado

Una vez generado los resultados buscados en el software se procederá a pedir los planos con un solo botón en cada uno de los elementos armados.

Para obtener los planos se seleccionará en el apartado marco llamado ‘plano de ejecución’.

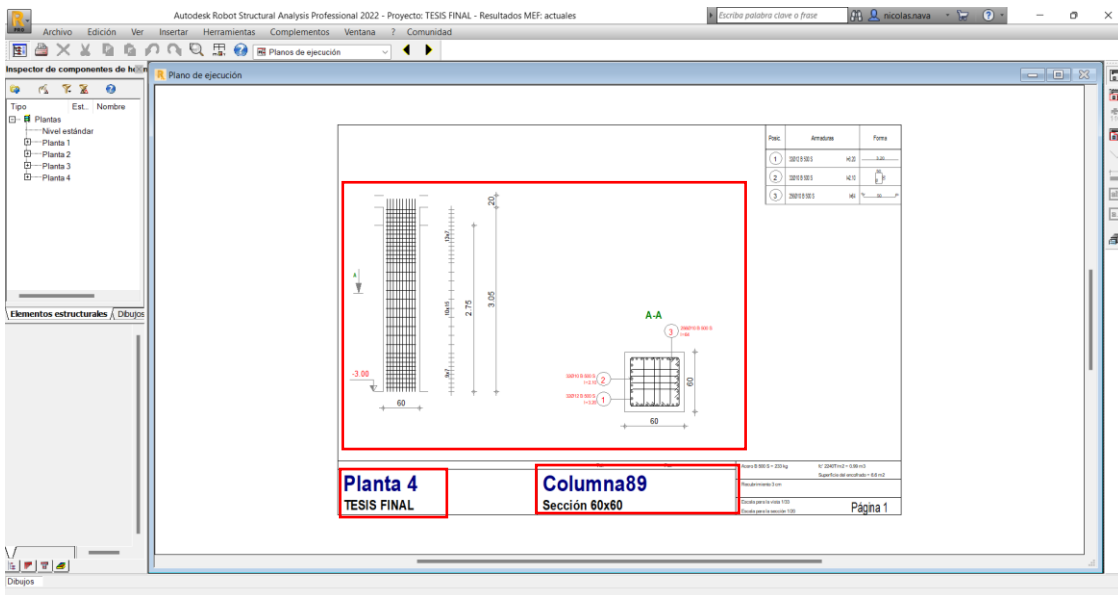
Figura 22.

*Planos de ejecución por Robot.*





En el plano se podrá observar el nombre del proyecto y el detalle del armado estructural calculado.



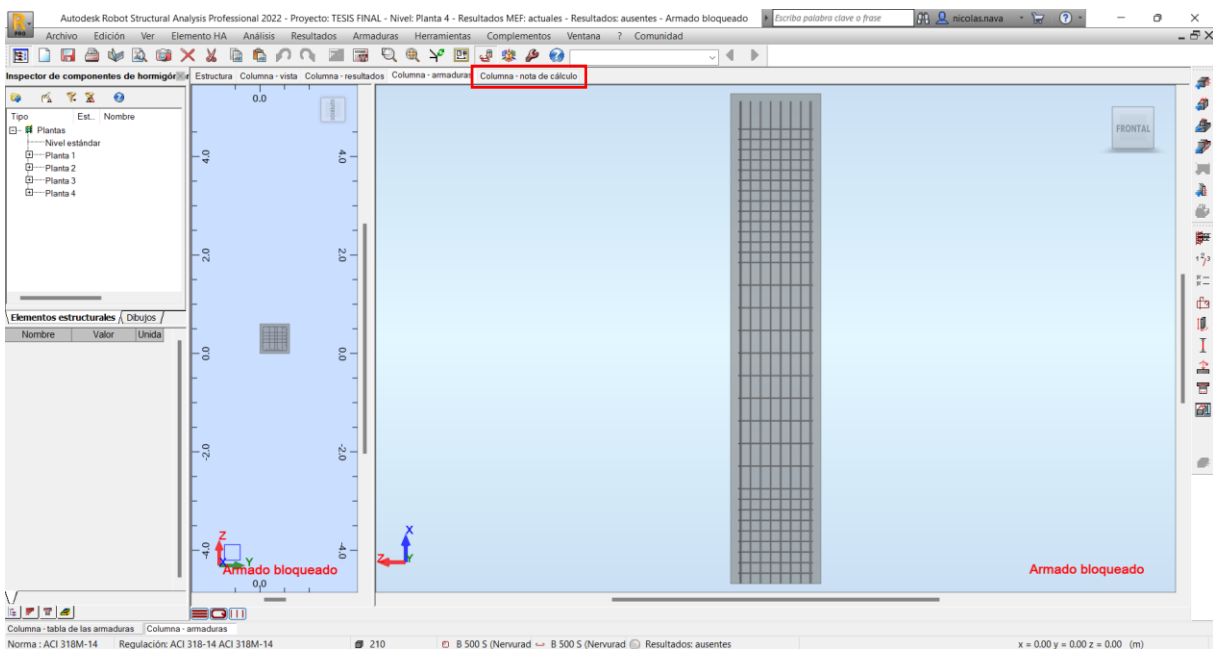
### Nota de cálculo por Robot.

Para pedir la nota de cálculo en Robot es necesario tener todos los cálculos antes vistos.

En esta demostración se pedirá la nota de cálculo de una columna.

Para pedir la nota de cálculo se seguirá los siguientes cálculos.

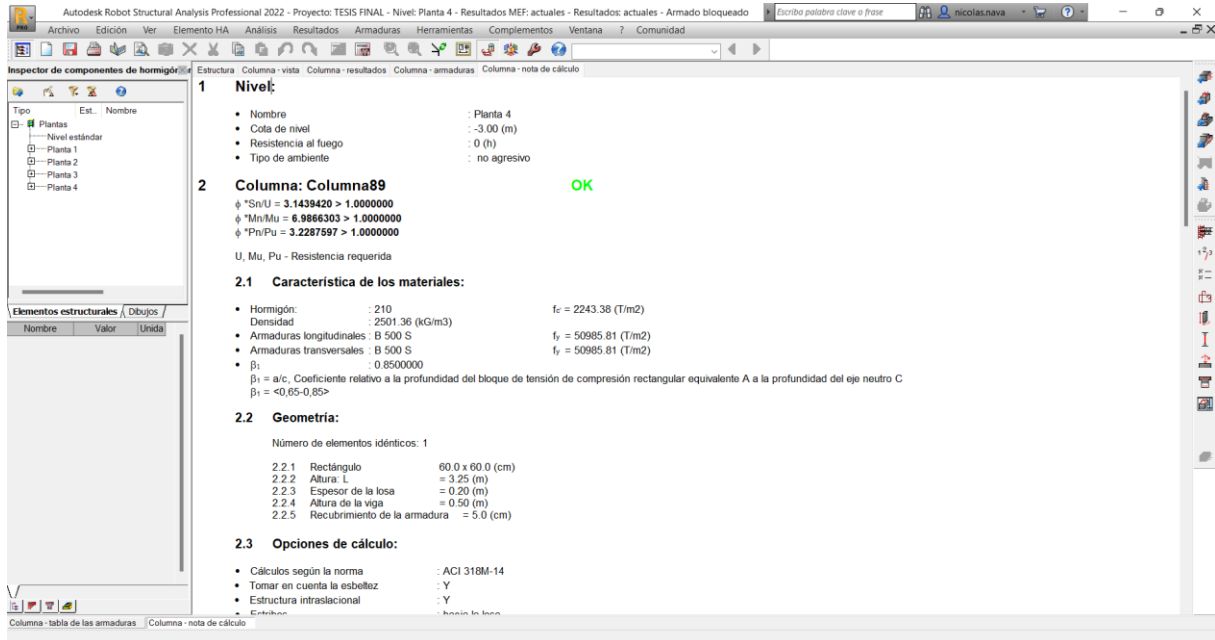
Al tener la armadura calculada iremos al apartado de ‘columna-nota de cálculo’.



Al entrar en el apartado de nota de calculo encontraremos datos como los valores de momentos nominales, acero mínimo, acero máximo. Cabe recalcar que todos los valores son dados según la norma ACI 318M-19.

**Figura 23.**

*Nota de cálculo.*



## CAPÍTULO 5.

### Resultados.

Procederemos a ilustrar cada una de las conclusiones de esta tesis utilizando los métodos descritos anteriormente.

#### 5.1. Losas.

Para el cálculo de la losa del primer piso se obtuvieron los siguientes resultados.

Se empleó una losa con un espesor mínimo de 20 cm, lo que dio lugar al siguiente cálculo para el peso de la losa:

$$P. \text{ Losa} = 0.20\text{m} * 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$P. \text{ Losa} = 480 \text{ kg/m}^2$$

Así con el peso de la losa se podrá seguir realizando el cálculo para la carga muerta:

$$\text{Peso del enlucido} = 1\text{m} * 1\text{m} * 0.05\text{m} * 1900 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso del enlucido} = 95 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Paredes} = 1\text{m}^2 = 13 \text{ bloques} = 13 * 3 = 39 \text{ bloques}$$

$$\text{Paredes} = 39 * 5\text{kg} = 195 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Instalaciones} = 15 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Granito} = 55 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga muerta} = 840\text{kg/m}^2$$

CARGAS		U
Losa	480	Kgf/m <sup>2</sup>
Enlucido	95	Kgf/m <sup>2</sup>
Granito	55	Kgf/m <sup>2</sup>
Paredes	195	Kgf/m <sup>2</sup>
Instalaciones	15	Kgf/m <sup>2</sup>
<b>CARGA MUERTA(CM)</b>	<b>840</b>	<b>Kgf/m<sup>2</sup></b>

Según la NEC- Cargas (No Sísmicas) para carga viva de un gimnasio es de  $480 \text{ kgf/m}^2$ .

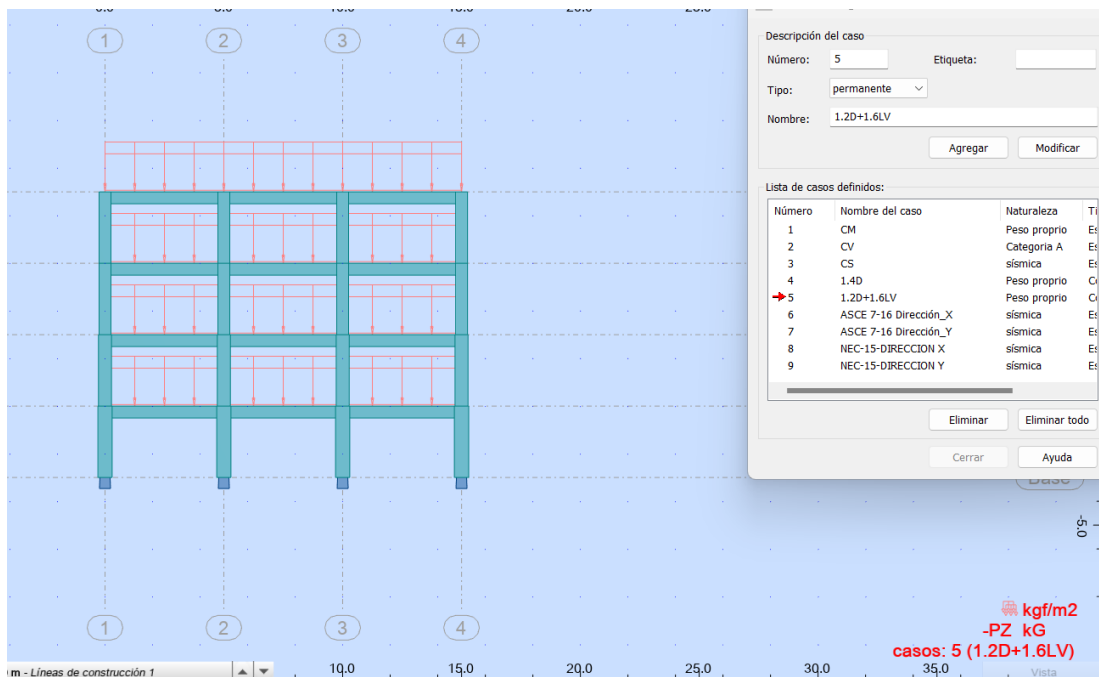
<b>Gimnasios</b>	<b>4.80</b>
------------------	-------------

Fuente: (NEC-SE-GS. Cargas No sísmicas.2014)

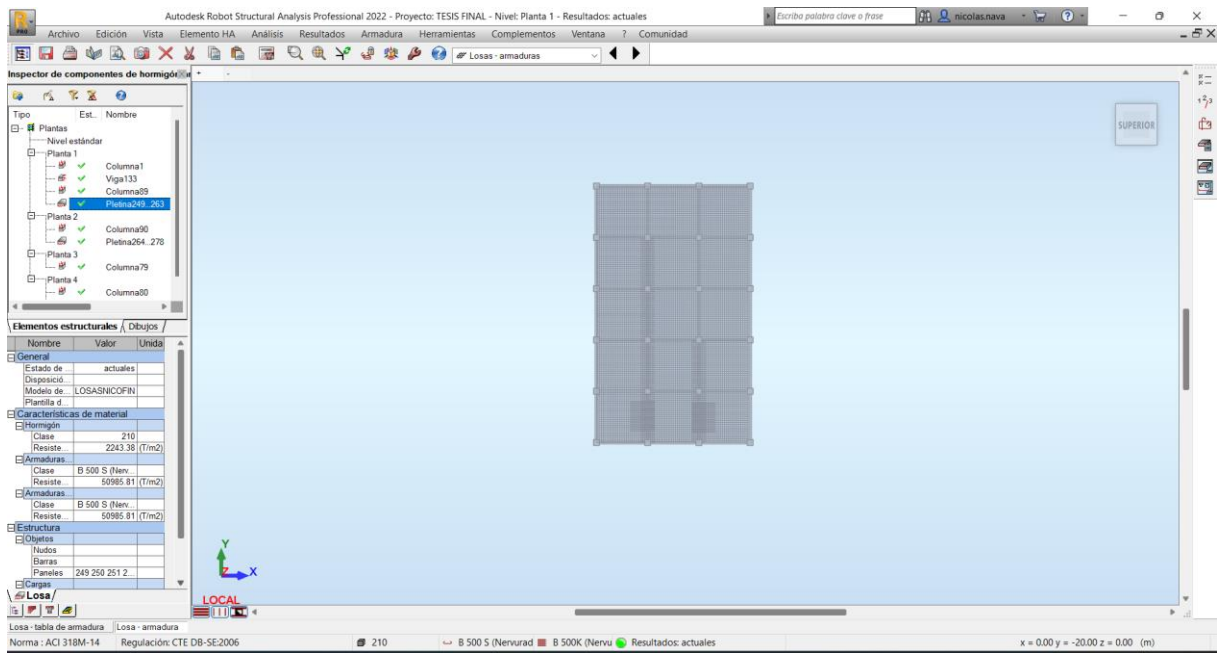
Las combinaciones de carga se harán en función de los cálculos proporcionados; en este caso, la segunda combinación es la más cargada:

$$Q_u = 1.2((840 \text{ kgf/m}^2)) + 1.6(480 \text{ kgf/m}^2) = 1776 \text{ kgf/m}^2$$

*Demostración de la carga distribuida.*



El acero en la losa se ve de la siguiente manera:



## 5.2. Vigas.

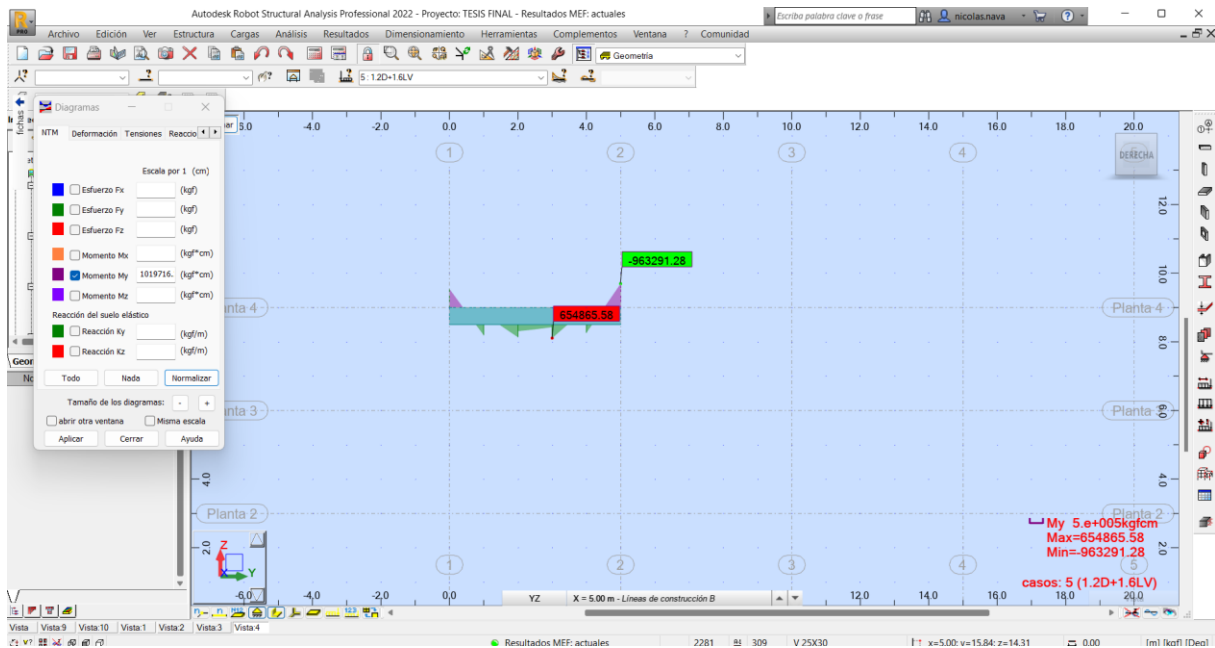
Para realizar una viga se procederá con los siguientes cálculos.

Para la viga tendremos los siguientes datos:

$$B=30$$

Para calcular la altura utilizaremos la formula del peralte:

La viga dio un momento máximo de 654865.58 Kgf.cm



$$d = \sqrt{\frac{Mu}{0.145(f_c)(b)}}$$

$$d = \sqrt{\frac{654865.58}{0.145(210)(30)}}$$

$$d = 26.77\text{cm}$$

Según la NEC para dimensiones menores de una viga son de 25cmx25cm en este caso llevaremos nuestra viga a una altura de 30cm.

Para que una viga sea eficiente se debe cumplir una relación de

$$1.5 \leq \frac{H}{B} \leq 2$$

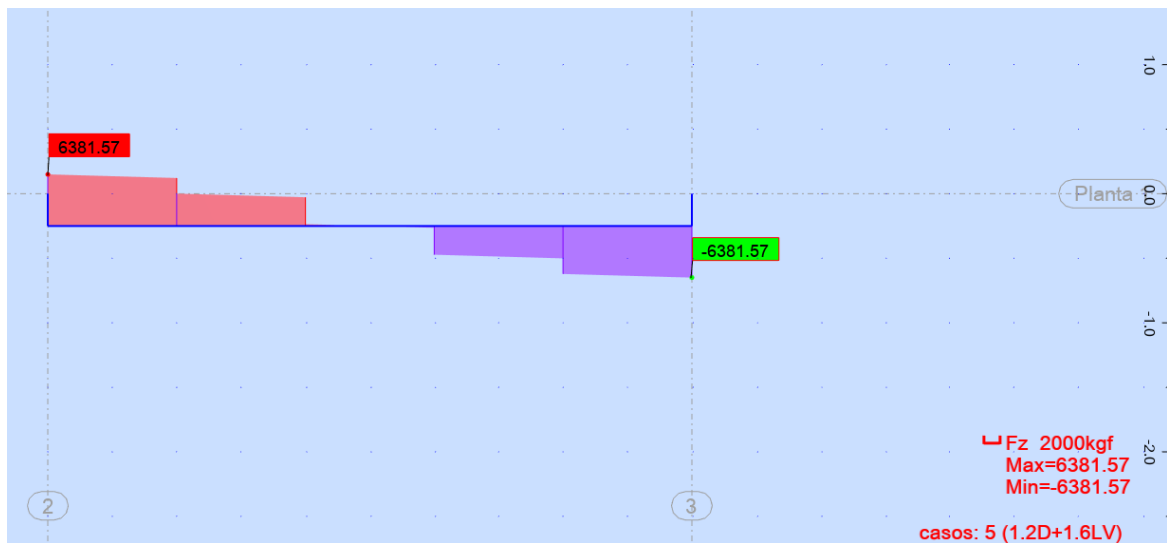
$$\frac{H}{B} = 1$$

En este caso la altura calculada no cumple con la relación entre altura y base, por lo que se probará con otra altura.

Para una viga se puede tomar el 10% de la longitud total entre columnas para la altura por lo que en este caso sería una altura de 50 cm. Realizando la relación de altura/base nos da un valor de 1.67 por lo tanto cumple con la relación. Estas dimensiones serán tomadas para la viga de toda la obra ya que el proyecto es simétrico.

Por lo tanto, las dimensiones de las vigas serán de 30cm X 50cm.

Cortante de la viga de 30cm X 50cm.



Siguiendo los pasos realizados en el apartado de metodología se obtendrá el acero requerido en la viga, para esto se deberá realizar los siguientes cálculos.

DATOS:

$M_u = 252883.90 \text{ Kgf}$

$B = 30 \text{ cm}$

$H = 50 \text{ cm}$

$Rec = 0.05 \text{ m}$

$$A_{smin} = \frac{14 * b * d}{4200}$$

$$A_{smin} = \frac{14 * 30 * 50}{4200} = 5 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la cuantía balanceada:

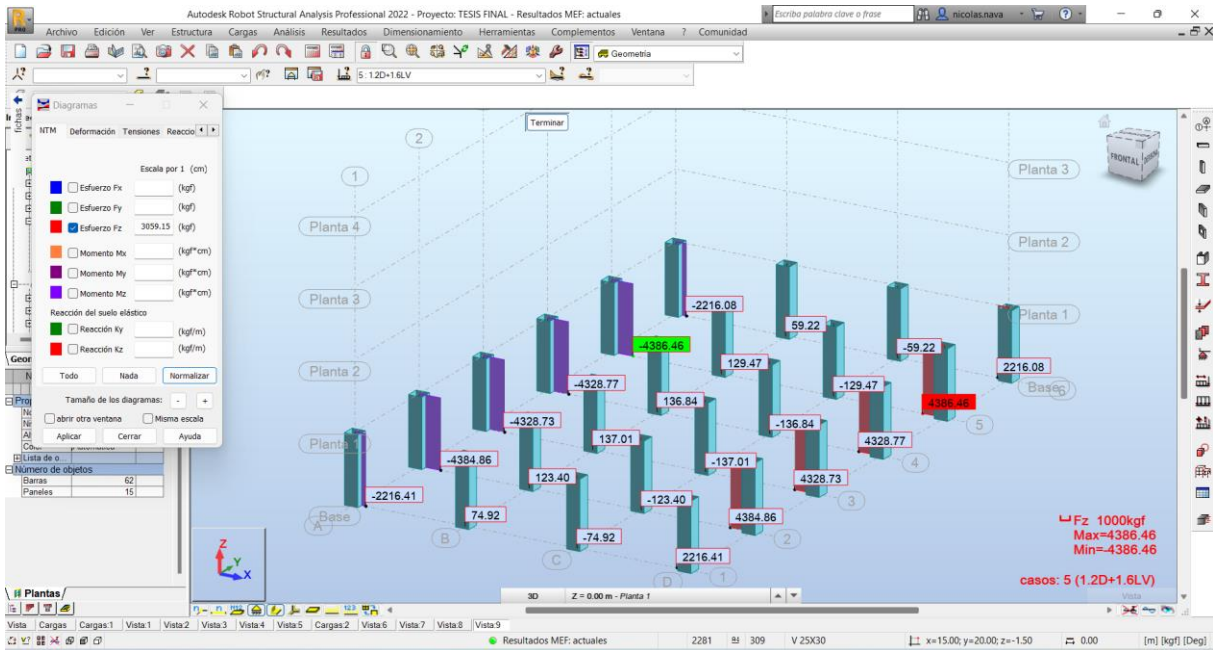
$$As = \frac{0.9 * 0.85 * 210}{4200} \left( \frac{6000}{6000 + 4200} \right) = 0.023$$

La armadura de la viga se ve de esta manera:

### 5.3. Columnas.

- **Columna primer piso.**

Se hará la demostración de los cálculos con la columna más cargada del primer piso.



Para el primer piso la columna más cargada es la columna de borde en el eje D-5 el cual tiene una carga de 4386.46kgf. el cálculo de armadura se realizará con el primer cálculo del acero mínimo.

Para esto asumiremos una cuantía de 0.01 dando así el área de acero mínimo de:

$$As_{min} = \rho * Ag$$

$$As_{min} = 0.01 * (60 * 60)$$

$$As_{min} = 36cm^2$$



Teniendo en cuenta el Área de acero mínimo se procederá a realizar el calculo de cuantas varillas de 12 mm de diámetro se ocuparán en esta columna:

$$\#V = \frac{36cm^2}{1.13cm^2} = 32 \text{ Varillas}$$

Por lo tanto, nuestra columna estará armada por 32 varillas longitudinales de 12 mm de diámetro cumpliendo así con el acero mínimo.

Para esta columna utilizaremos 32 varillas de 10 mm de diámetro con separaciones según lo que dice la figura 4 en el apartado de columnas.

El cálculo para la separación de estribos es el siguiente:

Longitud en la zona de confinamiento:

$$L \geq (hf, \frac{hf}{6}; 450mm)$$

$$L \geq (60cm, 10cm; 45cm)$$

La zona de confinamiento tendrá una longitud de 60 cm porque el valor máximo es de 60 cm.

Espacio entre estribos en la zona de confinamiento:

$$S \leq (100mm, 6ds)$$

$$S \leq (10cm, 6cm)$$

Por lo tanto, la separación que se usara en este caso será de 10 cm para no dejar un espaciamiento cercano a 5 cm y así el agregado pueda pasar.

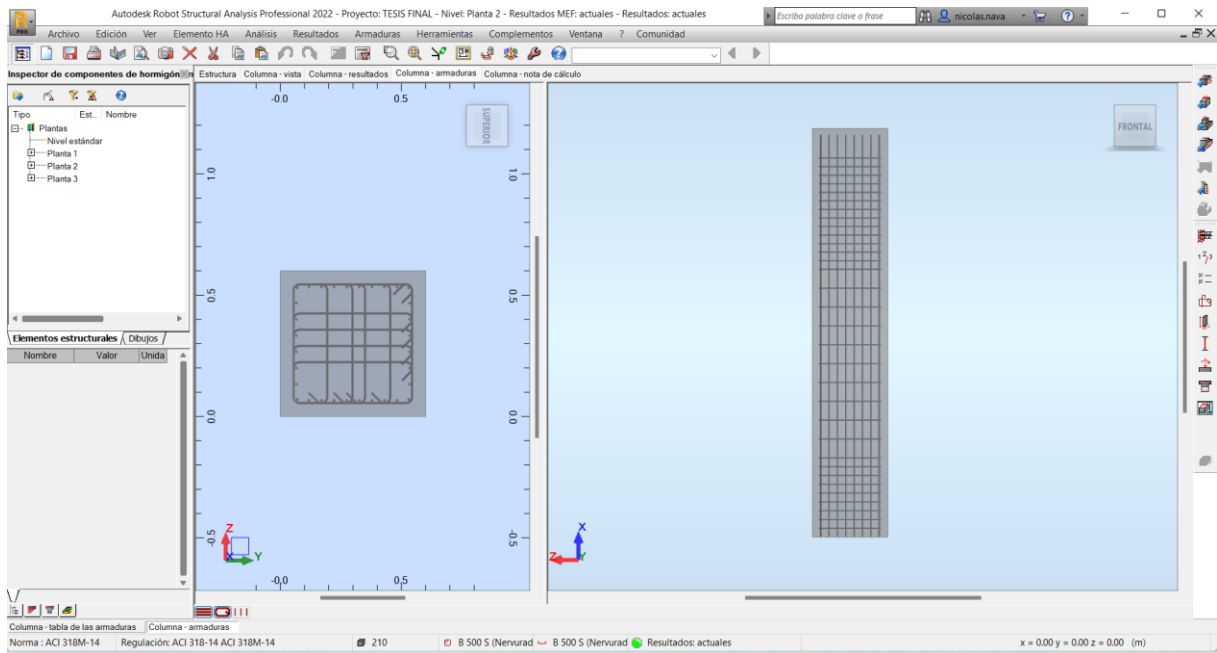
Para la zona no confinada:

$$S \leq (150mm, 6ds)$$

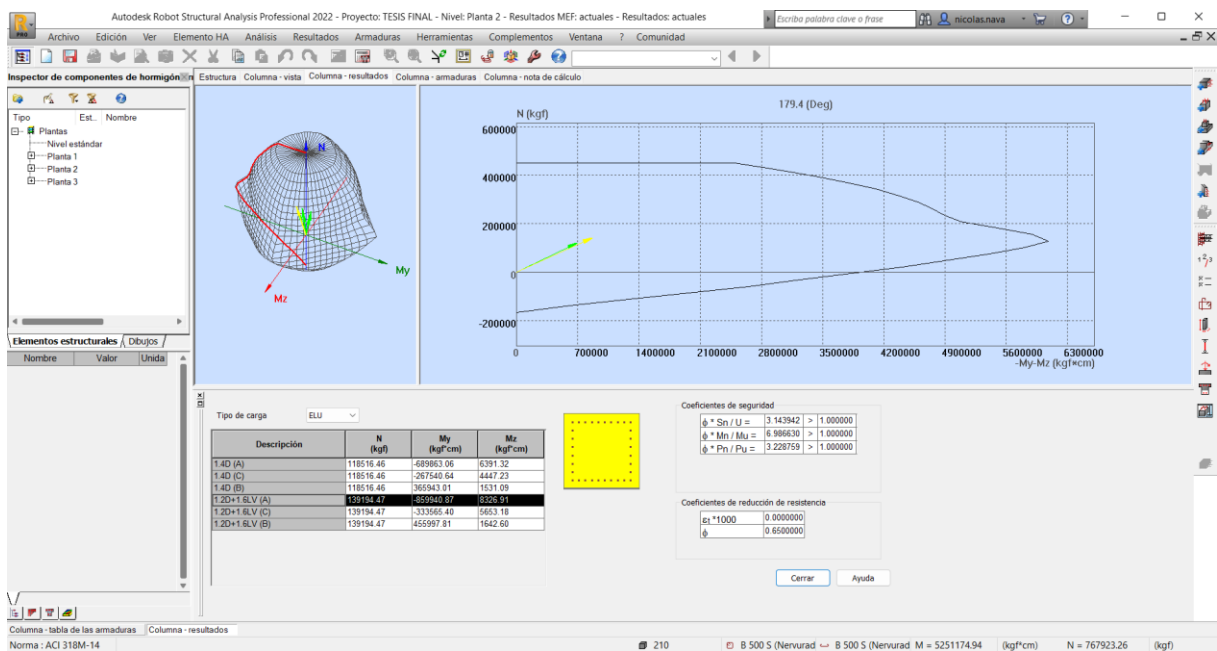
$$S \leq (15cm, 6cm)$$

Por lo tanto, los estribos de la zona no confinada tendrán una separación de 15 cm.

La armadura estructural de la columna elegida será la siguiente:

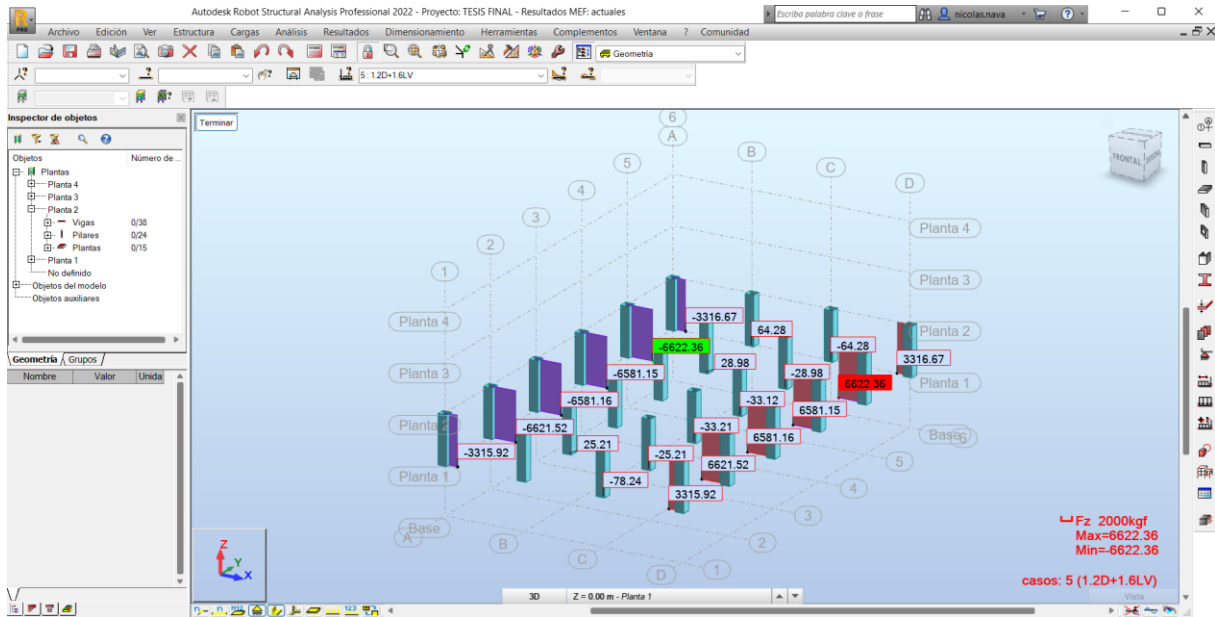


Puede consultar el diagrama de interacción de la columna, que se describe en la sección sobre columnas, para obtener una confirmación adicional de la columna.



- **Columna segundo piso.**

La columna mas cargada del segundo piso se encuentra en el eje D-5.



La columna mas cargada del piso 2 esta soportando una carga de 6622.36 kgf, para el calculo del acero minimo se procedera a realizar los siguientes calculos.

Para esto asumiremos una cuantía de 0.01 dando así el área de acero mínimo de:

$$A_s \text{ min} = \rho * A_g$$

$$A_s \text{ min} = 0.01 * (55 * 55)$$

$$A_s \text{ min} = 30.25 \text{ cm}^2$$

Teniendo en cuenta el Área de acero mínimo se procederá a realizar el cálculo de cuantas varillas de 12 mm de diámetro se ocuparán en esta columna:

$$\#V = \frac{30.25 \text{ cm}^2}{1.13 \text{ cm}^2} = 28 \text{ Varillas}$$

Por lo tanto, nuestra columna estará armada por varillas longitudinales de 12 mm de diámetro cumpliendo así con el acero mínimo.

Para esta columna utilizaremos 28 varillas de 10 mm de diámetro con separaciones según lo que dice la figura 4 en el apartado de columnas.

El cálculo para la separación de estribos es el siguiente:

Longitud en la zona de confinamiento:

$$L \geq (hf, \frac{hf}{6}; 450mm)$$

$$L \geq (55cm, 9.16cm; 45cm)$$

La zona de confinamiento tendrá una longitud de 55 cm porque el valor máximo es de 55 cm.

Espacio entre estribos en la zona de confinamiento:

$$S \leq (100mm, 6ds)$$

$$S \leq (10cm, 6cm)$$

Por lo tanto, la separación que se usara en este caso será de 10 cm para no dejar un espaciamiento cercano a 5 cm y así el agregado pueda pasar.

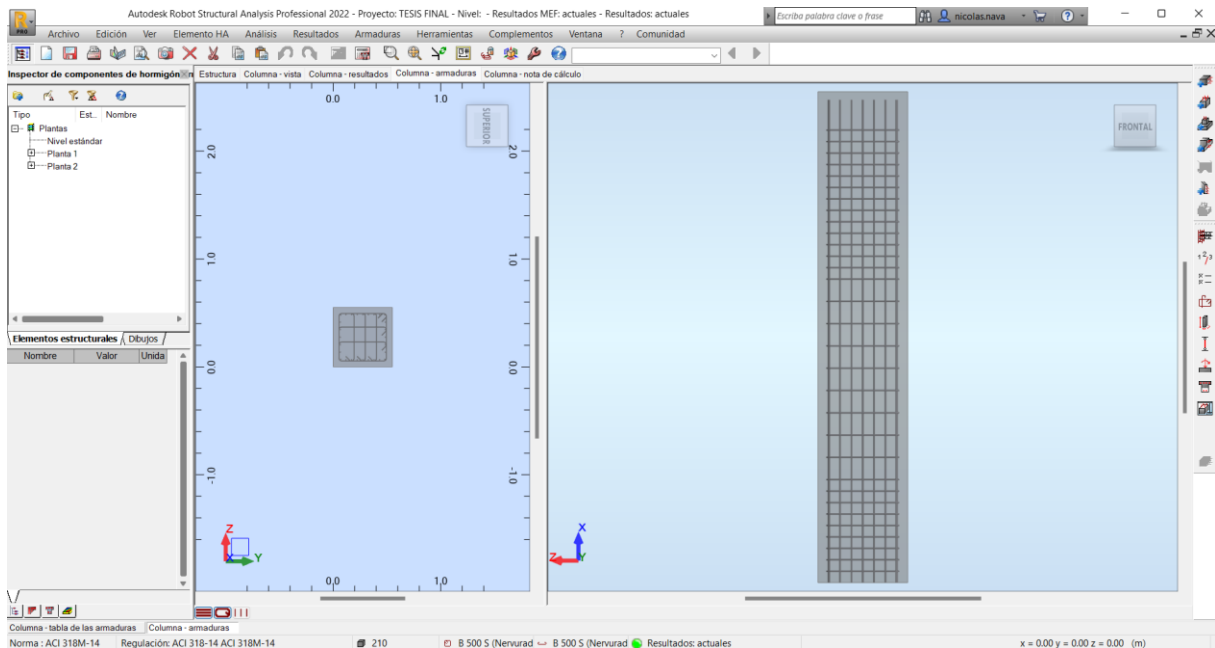
Para la zona no confinada:

$$S \leq (150mm, 6ds)$$

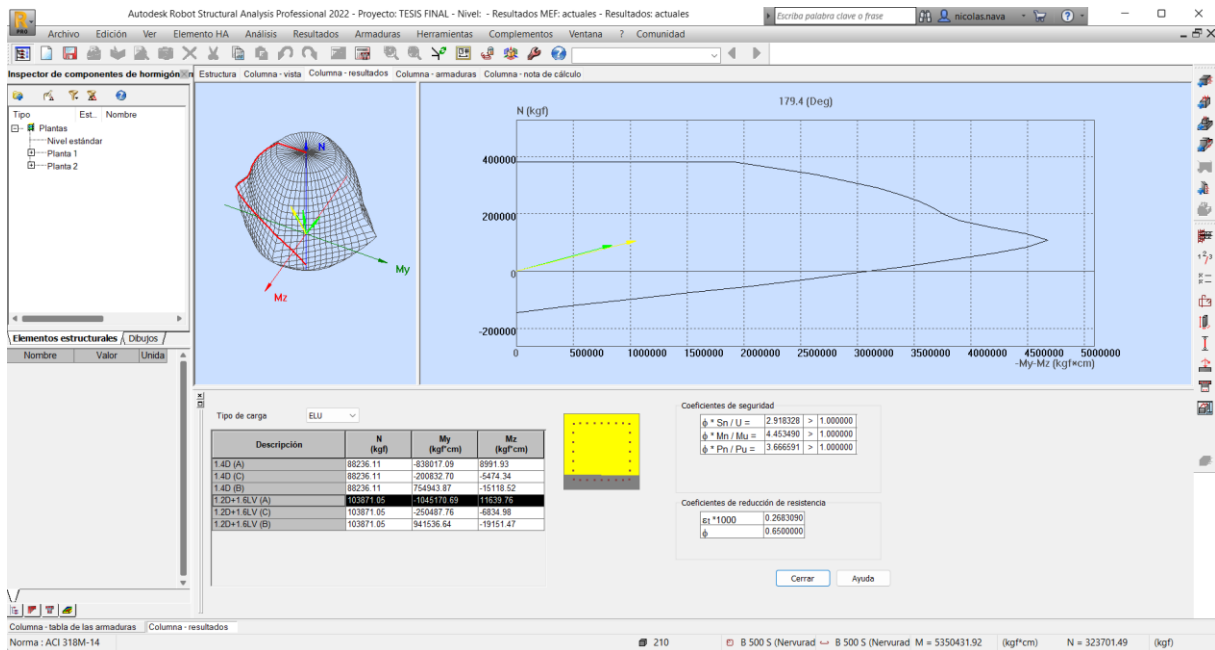
$$S \leq (15cm, 6cm)$$

Por lo tanto, los estribos de la zona no confinada tendrán una separación de 15 cm.

La armadura estructural de la columna elegida será la siguiente:

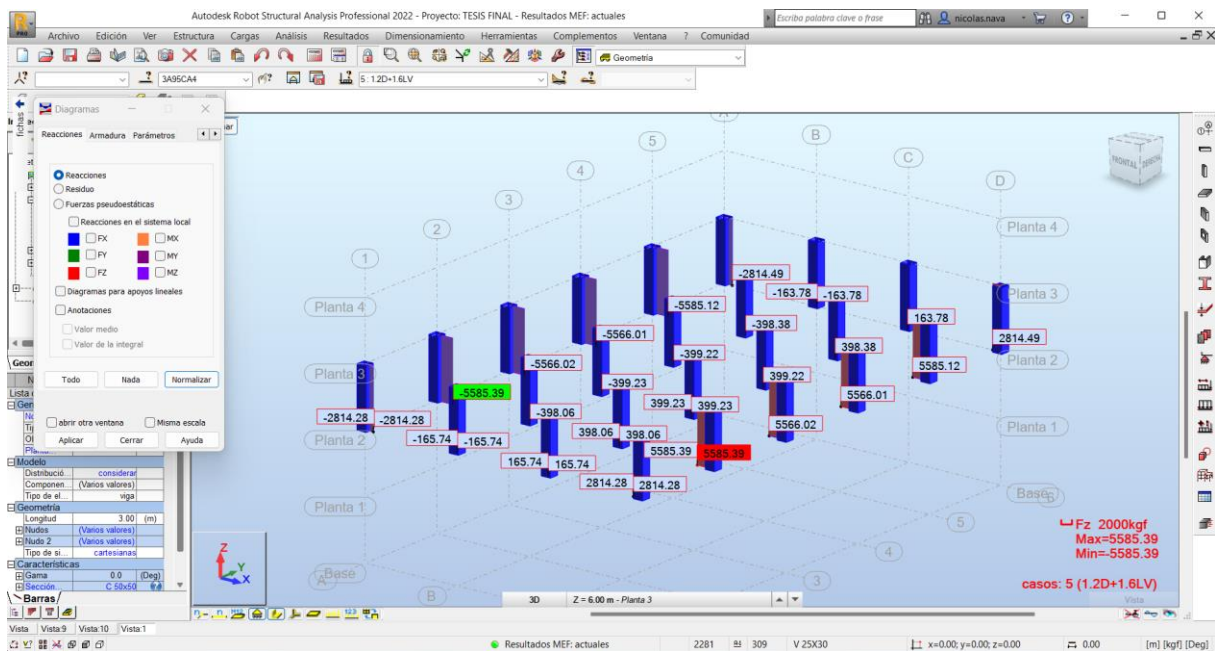


Puede ver el diagrama de interacción de la columna, que se describe en la sección sobre columnas, para una verificación más exhaustiva de la columna.



- **Columna del tercer piso:**

La columna mas cargada del tercer piso se encuentra en el eje D-2.



La columna mas cargada del tercer piso esta soportando una carga de 5585.39 kgf, para el calculo del acero minimo se procedera a realizar los siguientes calculos.

Para esto asumiremos una cuantía de 0.01 dando así el área de acero mínimo de:

$$As_{min} = \rho * Ag$$

$$As_{min} = 0.01 * (50 * 50)$$

$$As_{min} = 25cm^2$$

Teniendo en cuenta el Área de acero mínimo se procederá a realizar el cálculo de cuantas varillas de 12 mm de diámetro se ocuparán en esta columna:

$$\#V = \frac{25cm^2}{1.13cm^2} = 24Varillas$$

Por lo tanto, nuestra columna estará armada por 24 varillas longitudinales de 12 mm de diámetro cumpliendo así con el acero mínimo.

Para esta columna utilizaremos 30 varillas de 10 mm de diámetro con separaciones según lo que dice la figura 4 en el apartado de columnas.

El cálculo para la separación de estribos es el siguiente:

Longitud en la zona de confinamiento:

$$L \geq (hf, \frac{hf}{6}; 450mm)$$

$$L \geq (50cm, 8.33cm; 45cm)$$

La zona de confinamiento tendrá una longitud de 50 cm porque el valor máximo es de 50 cm.

Espacio entre estribos en la zona de confinamiento:

$$S \leq (100mm, 6ds)$$

$$S \leq (10cm, 6cm)$$

Por lo tanto, la separación que se usara en este caso será de 10 cm para no dejar un espaciamiento cercano a 5 cm y así el agregado pueda pasar.

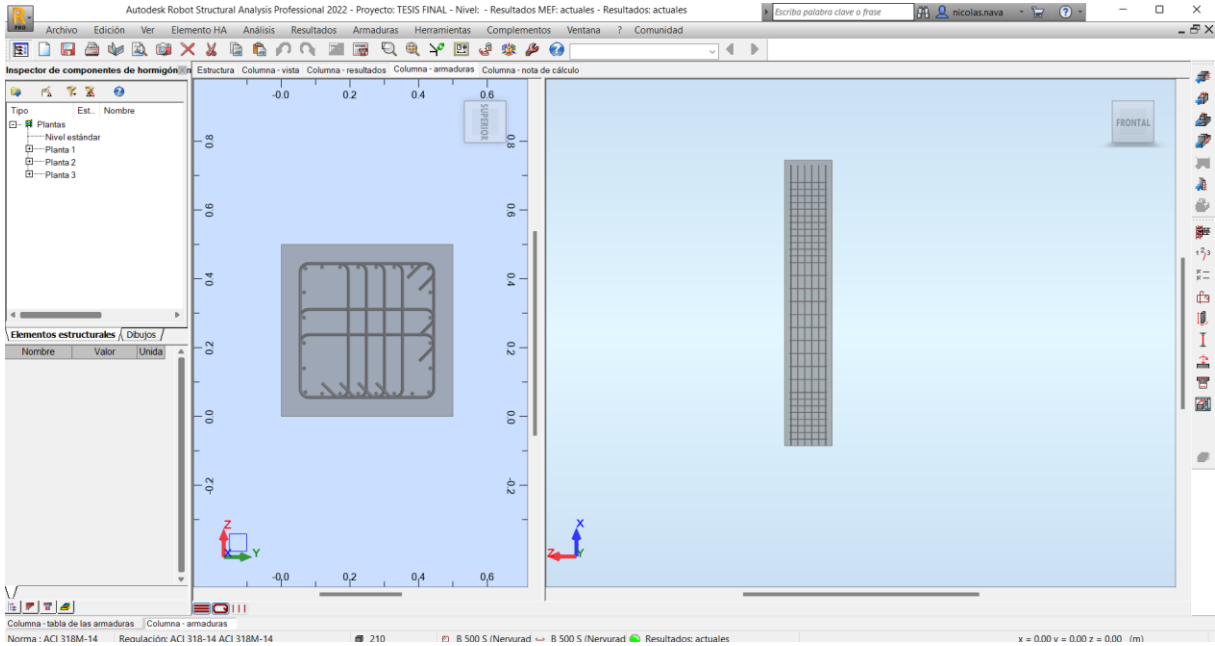
Para la zona no confinada:

$$S \leq (150mm, 6ds)$$

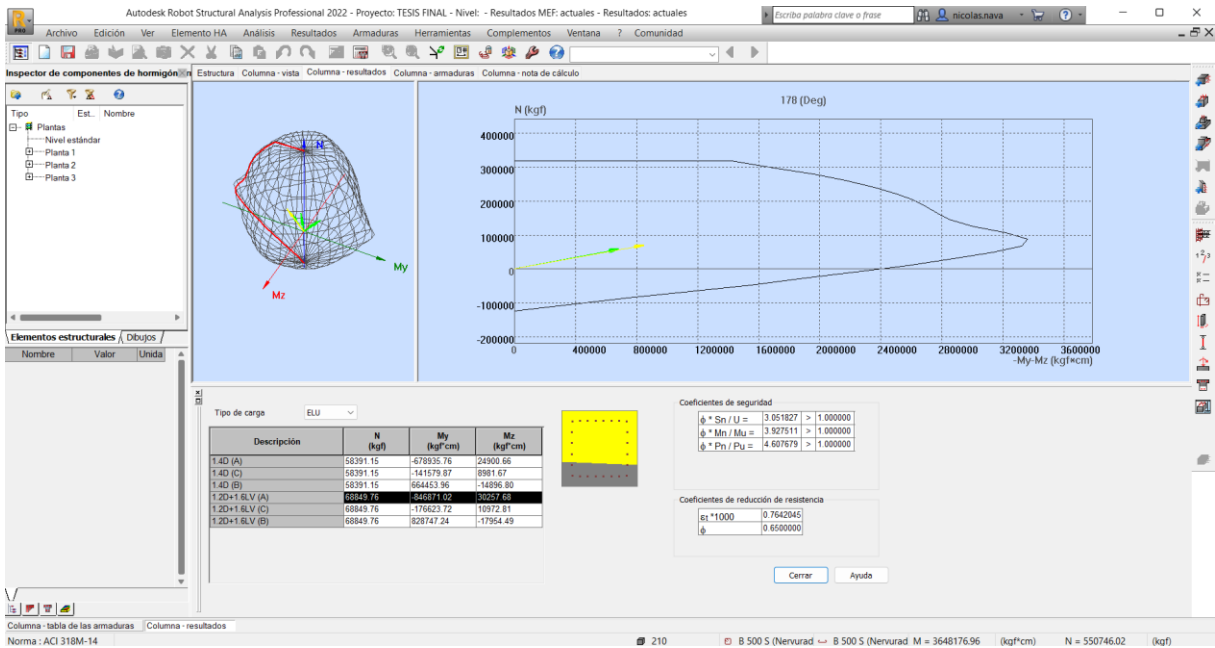
$$S \leq (15cm, 6cm)$$

Por lo tanto, los estribos de la zona no confinada tendrán una separación de 15 cm.

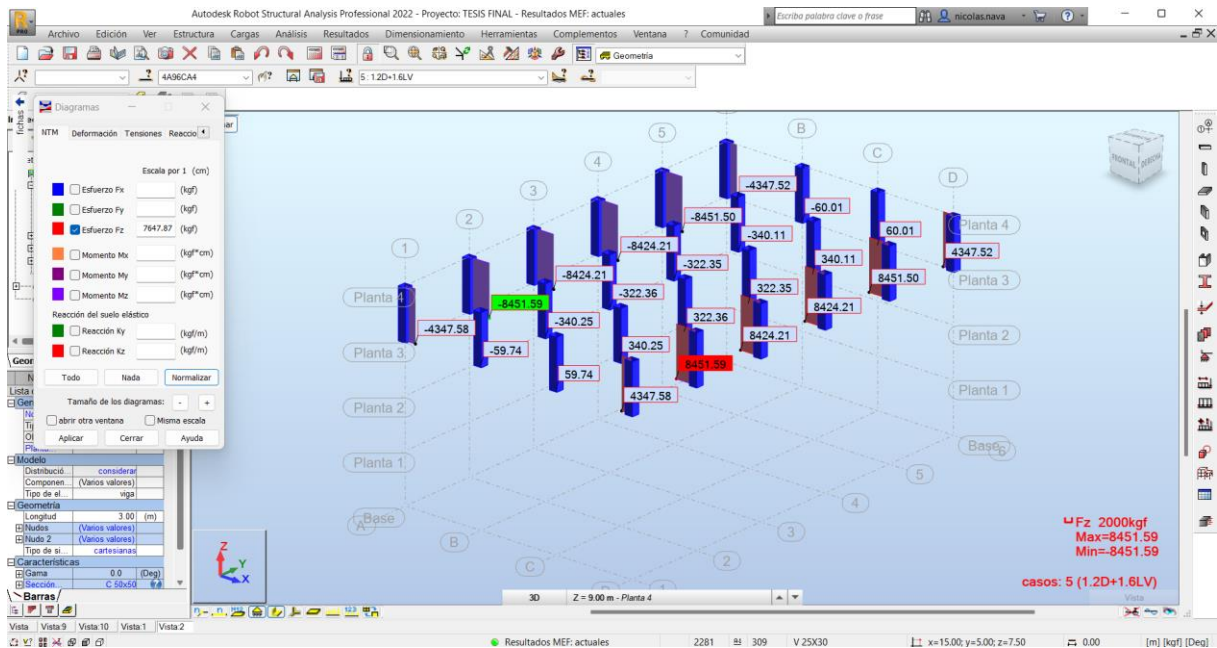
La armadura estructural de la columna elegida será la siguiente:



Puede consultar el diagrama de interacción de la columna, que se describe en la sección sobre columnas, para obtener una confirmación adicional de la columna.



- **Columna del cuarto piso.**



La columna mas cargada del cuarto piso ubicada en el eje D-2 esta soportando una carga de 8451.59 kgf, para el calculo del acero minimo se procedera a realizar los siguientes calculos.

Para esto asumiremos una cuantía de 0.01 dando así el área de acero mínimo de:

$$A_{s \text{ min}} = \rho * A_g$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.01 * (50 * 50)$$

$$A_{s \text{ min}} = 25\text{cm}^2$$

Teniendo en cuenta el Área de acero mínimo se procederá a realizar el cálculo de cuantas varillas de 12 mm de diámetro se ocuparán en esta columna:

$$\#V = \frac{25\text{cm}^2}{1.13\text{cm}^2} = 24\text{Varillas}$$

Por lo tanto, nuestra columna estará armada por 24 varillas longitudinales de 12 mm de diámetro cumpliendo así con el acero mínimo.

Para esta columna utilizaremos 30 varillas de 10 mm de diámetro con separaciones según lo que dice la figura 4 en el apartado de columnas.

El cálculo para la separación de estribos es el siguiente:



Longitud en la zona de confinamiento:

$$L \geq (hf, \frac{hf}{6}; 450mm)$$

$$L \geq (50cm, 8.33cm; 45cm)$$

Por consiguiente, la longitud de la zona de confinamiento será de 50 cm, ya que es el valor máximo.

Espacio entre estribos en la zona de confinamiento:

$$S \leq (100mm, 6ds)$$

$$S \leq (10cm, 6cm)$$

Por lo tanto, la separación que se usara en este caso será de 10 cm para no dejar un espaciamiento cercano a 5 cm y así el agregado pueda pasar.

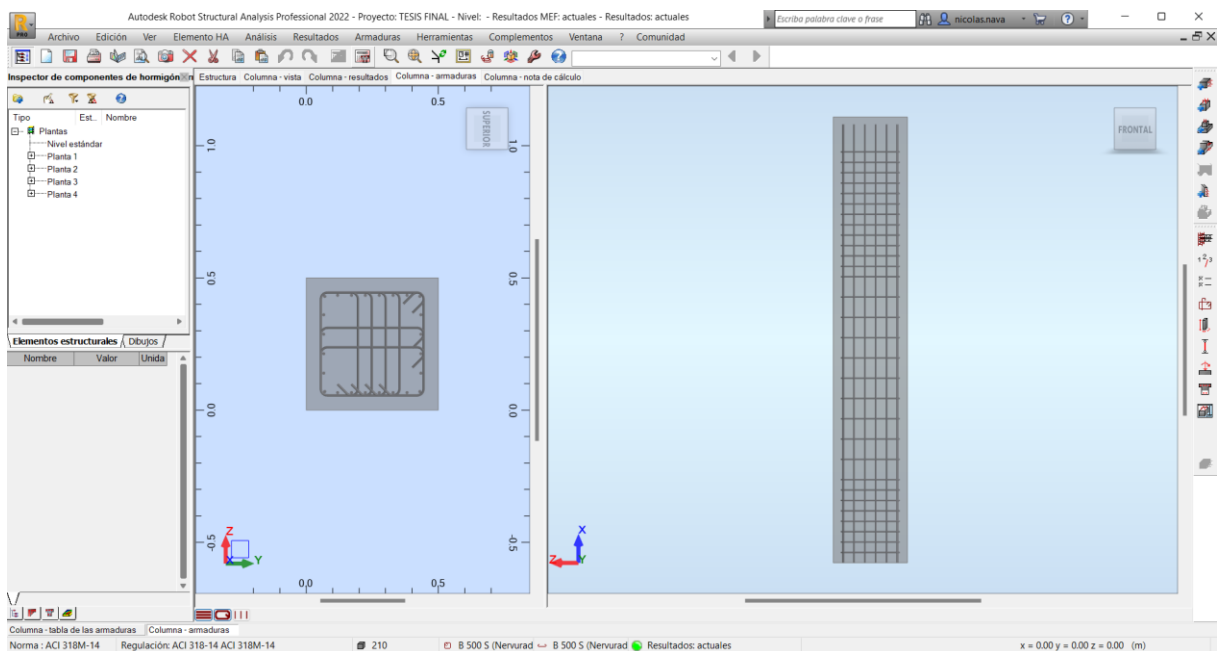
Para la zona no confinada:

$$S \leq (150mm, 6ds)$$

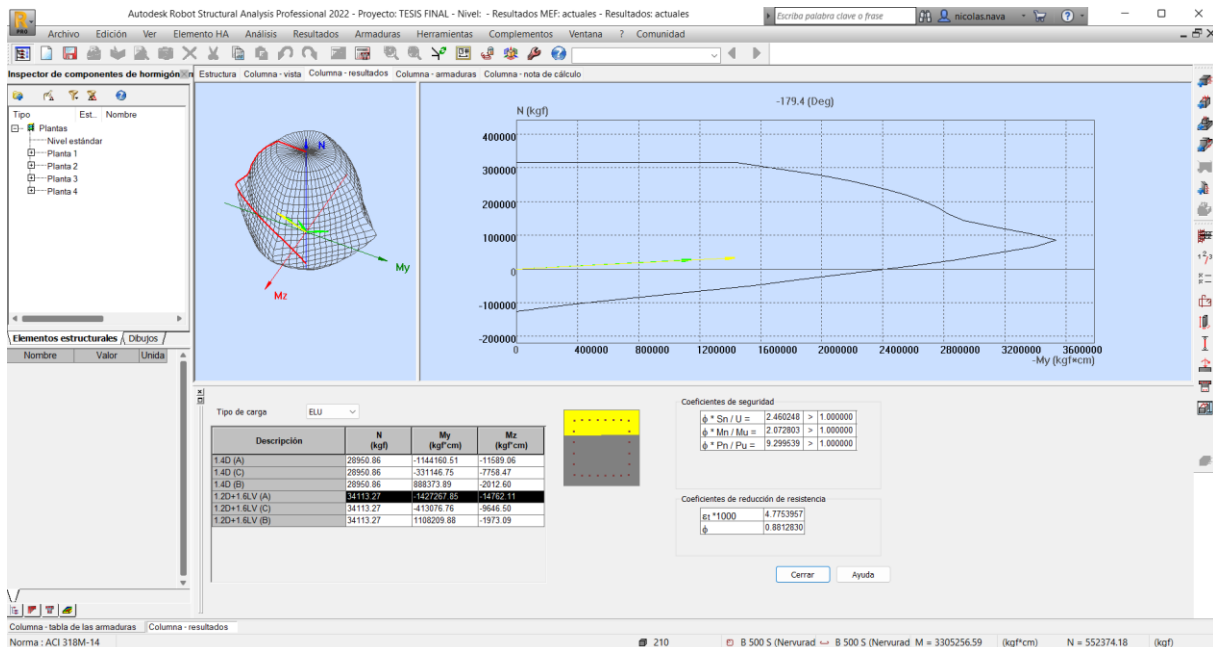
$$S \leq (15cm, 6cm)$$

Por lo tanto, los estribos de la zona no confinada tendrán una separación de 15 cm.

La armadura estructural de la columna elegida será la siguiente:



Puede consultar el diagrama de interacción de la columna, que se describe en la sección sobre columnas, para obtener una confirmación adicional de la columna.



Los planos serán presentados en el apartado de anexos.

#### 5.4. Análisis sísmico estático

Dado que Ecuador tiene seis zonas sísmicas distintas, es esencial conocer la aceleración de la roca para completar el análisis sísmico estático (figura 1). También es crucial conocer la ubicación donde se construirá la estructura.

Los datos utilizados en este proyecto son:

Donde se realizara la edificación es en la ciudad de guayaquil, según la figura 1 el valor de Z será igual a 0.4; se trabajara con un suelo tipo E y un valor de  $n=1.48$ ; con estos datos iniciales los demás resultados son:

Fa:

*Coeficiente de perfil de suelo Fa*

Tipo de perfil del subsuelo	1	2	3	4	5	6
Factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	>0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.7	1.25	1.2	1	0.85

Fuente: NEC, Peligro Sísmico. Diseño Sismorresistente, 2014

Fd:

*Coficiente de perfil de suelo Fd*

Tipo de perfil del subsuelo	1	2	3	4	5	6
Factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	>0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.1	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.6	1.6	1.5

Fuente: NEC, Peligro Sísmico. Diseño Sismorresistente, 2014

Fs:

*Coficiente de perfil de suelo Fs*

Tipo de perfil del subsuelo	1	2	3	4	5	6
Factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	>0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.1	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.8	1.4
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

Fuente: NEC, Peligro Sísmico. Diseño Sismorresistente, 2014

Según la Tabla 8 de este proyecto, se seleccionó el factor de importancia.

El valor de  $R_w$  o  $R$  se escogió de la tabla 9 de este proyecto.

**Sa:** Espectro de respuesta elástico de suelo.

$$\begin{aligned}Sa &= n * z * fa \\Sa &= 1.8 * 0.4 * 1 \\Sa &= 0.72\end{aligned}$$

**T:** Periodo de vibración de la estructura.

$$\begin{aligned}T &= C_t h_n^\alpha \\T &= 0.047 x 12^{0.9} \\T &= 0.44\end{aligned}$$

Donde los valores de  $C_t$  y  $\alpha$  están dados por la tabla.

**T0:** Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones

$$\begin{aligned}T_0 &= 0.1 F_s x F_d / F_a \\T_0 &= 0.1 x 1.9 x 1.6 / 1 \\T_0 &= 0.304\end{aligned}$$

**Tc:** Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico

$$\begin{aligned}T_c &= 0.55 F_s x F_d / F_a \\T_c &= 0.55 x 1.9 x 1.6 / 1 \\T_c &= 1.672\end{aligned}$$

**Cortante basal.**

Se procederá a calcular el cortante basal.

$$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \phi_p \phi_e} W$$

$$V = \frac{1 \times 0.72}{7 \times 0.9 \times 0.9} 1216713.17 \text{Kgf}$$

$$V = 154.50$$

Cortante basal	
<b>w</b>	1216713.17
<b>%v</b>	0.13
<b>V</b>	154.50

Al calcular el cortante basal se realizará los cálculos de las fuerzas sísmicas con la siguiente tabla.

Planta	Altura (m)	w <sub>x</sub>	h <sub>x</sub>	w <sub>x</sub> *(h <sub>x</sub> ) <sup>k</sup>	w <sub>x</sub> *(h <sub>x</sub> ) <sup>k</sup> /w <sub>v</sub>	F(kgf)	
Planta 4	3.00	296861.80	12.00	3562341.60	0.39	154.50	61.01
Planta 3	3.00	296861.80	9.00	2671756.20	0.30	154.50	45.75
Planta 2	3.00	306316.96	6.00	1837901.76	0.20	154.50	31.47
Planta 1	3.00	316672.61	3.00	950017.83	0.11	154.50	16.27
			<b>w(h)<sup>k</sup></b>	9022017.39			

Donde:

W<sub>x</sub>: Peso de cada piso.

H<sub>x</sub>: altura de cada piso.

Las fórmulas para utilizar son:

$W_x(H_x)^k$ : los valores de esta tabla son dados por la multiplicación de el peso de cada piso por la altura de cada piso elevado al valor de "k" donde:

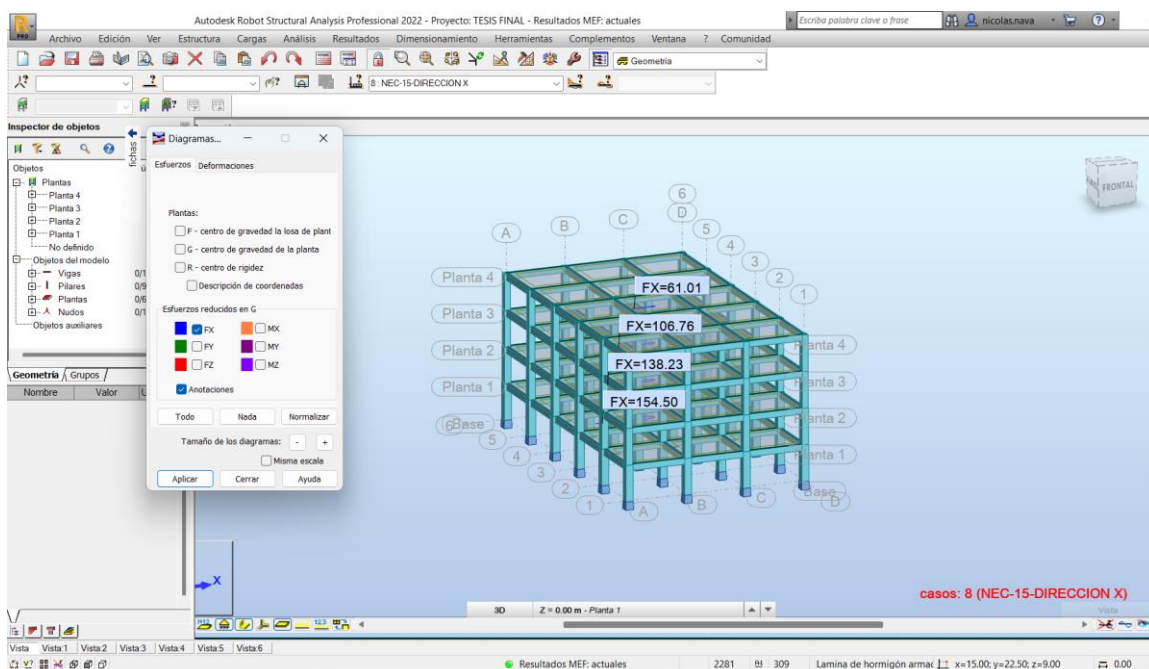
K=Sera igual al valor de 1 debido a que el periodo natural resulto ser menor que 0.5

t	k
<0.5	1.00
0.25<t<2.5	0.75+0.5*t
>2.5	2.00

$\frac{W_X(H_x)^k}{W(H_x)^k}$ : los valores obtenidos de esta fórmula se multiplicarán por el cortante basal para obtener las fuerzas sísmicas de cada piso.

Una vez comprobados los datos, pasaremos a introducirlos en el programa y a evaluar el resultado.

Seguiremos los mismos procedimientos descritos en la sección de metodología para obtener los resultados en el programa.



## 5.5. Cálculo y análisis de la estructura para determinar su elasticidad o ductilidad

Procedemos a realizar el cálculo para determinar la elasticidad, verificando desplazamientos y deformaciones.

También se procederá a calcular las derivas de piso, se ocupará el método de Wilbur ya explicado en el apartado de metodología.

### 5.5.1. Cálculo de la rigidez para columnas del primer pódico.

Figura 24.

Rigidez lateral de cada piso en el eje X (método de wilbur).



Figura 25.

Rigidez lateral de cada piso en el eje Y (método de wilbur).



Los resultados de las figuras se obtienen mediante las siguientes formulas.

Se calculará la inercia de cada columna y viga:

Primera columna (60x60cm):

$$I = \frac{B(H^3)}{12}$$

$$I = \frac{60(60^3)}{12}$$

$$I = 1080000$$

Segunda columna (55x55cm):

$$I = \frac{B(H^3)}{12}$$

$$I = \frac{55(55^3)}{12}$$

$$I = 762552$$

Tercera columna (50x50cm):

$$I = \frac{B(H^3)}{12}$$

$$I = \frac{50(50^3)}{12}$$

$$I = 520833$$

Cuarta columna (50x50cm):

$$I = \frac{B(H^3)}{12}$$

$$I = \frac{50(50^3)}{12}$$

$$I = 520833$$

Primera viga :

$$I = \frac{30(50^3)}{12}$$

$$I = 312500$$

Para el cálculo de las rigideces se usarán las siguientes formulas:

Para la rigidez lateral del primer piso se usará la siguiente formula



$$K_1 = \frac{48E}{h_1 \left[ \frac{4h_1}{\sum K_{c1}} + \frac{h_1 + h_2}{\sum K_{v1} + \frac{\sum K_{c1}}{12}} \right]}$$

Para la rigidez lateral del segundo piso.

$$K_2 = \frac{48E}{h_2 \left[ \frac{4h_2}{\sum K_{c2}} + \frac{h_1 + h_2}{\sum K_{v1} + \frac{\sum K_{c1}}{12}} + \frac{h_2 + h_3}{\sum K_{v2}} \right]}$$

Para la rigidez lateral del piso 3 en adelante.

$$K_n = \frac{48E}{h_n \left[ \frac{4h_n}{\sum K_{cn}} + \frac{h_m + h_n}{\sum K_{vm}} + \frac{h_n + h_\theta}{\sum K_{vn}} \right]}$$

Debido a los cálculos realizados se ha obtenido los siguientes resultados:

Niveles	Rigideces laterales en el eje X	Rigideces laterales en el eje Y
Planta 4	53.63	86.83
Planta 3	43.07	70.13
Planta 2	56.29	90.37
Planta 1	125.73	197.38

Para calcular las derivas de pisos se realizará la matriz de rigidez lateral de cada eje.

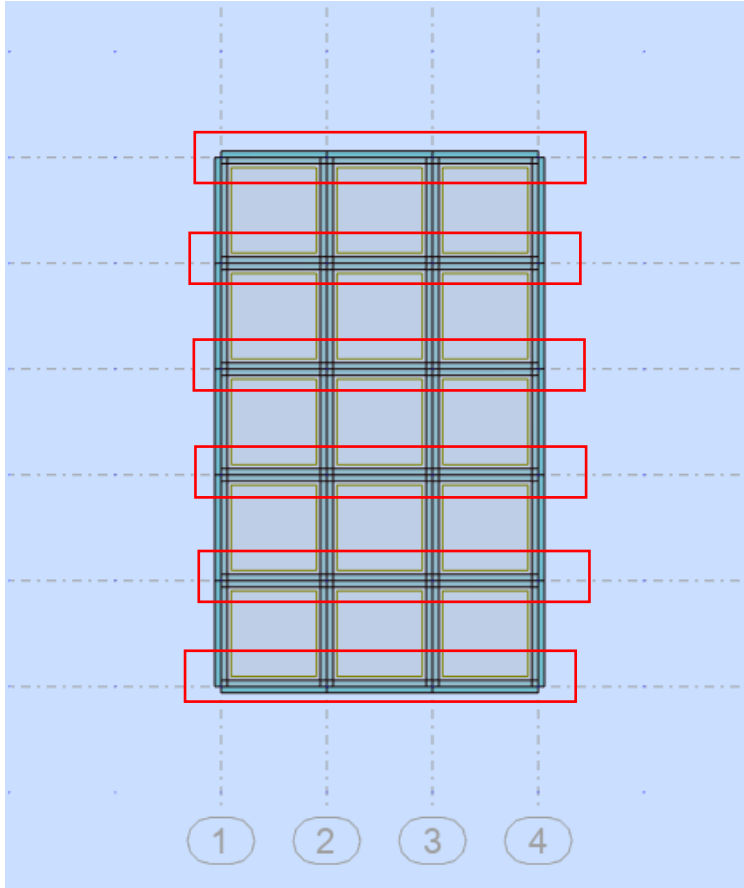
#### Figura 26.

Matriz de rigidez lateral.

	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	
	K1+K2	(-K2)	0	0	<b>1</b>
	(-K2)	K2+K3	(-K3)	0	<b>2</b>
K=	0	0	K3+K4	(-K4)	<b>3</b>
	0	0		K4	<b>4</b>

- **Cálculo de la matriz de rigidez lateral en el eje x.**

Debido a que la estructura es simétrica, se realizara una multiplicación de las rigideces según los pórticos que se obtienen en cada piso.



Por lo tanto, las rigideces laterales en el eje X se multiplicarán por el valor de pórticos que se encuentre en ese eje, en este caso son 6 pórticos de hormigón armado.

Según esto se obtiene los siguientes resultados.

**Figura 27.**

*Análisis de rigidez lateral en X.*

Análisis dirección en x		
Planta	Rigidez lateral para un portico	Rigidez lateral total
Planta 4	53.63	321794
Planta 3	43.07	258449
Planta 2	56.29	337717
Planta 1	125.73	754401

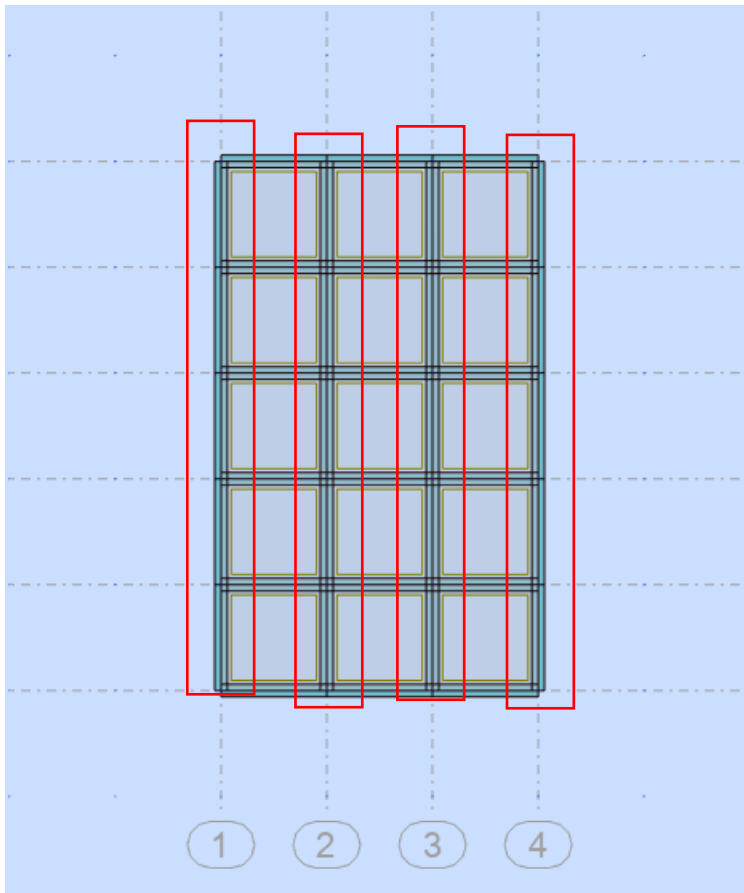
**Figura 28.**

*Rigidez Lateral en el eje X.*

Matris de rigidez lateral			
1092118	-337717	0	0
-337717	596165	-258449	0
0	-258449	580242	-321794
0	0	-321794	321794

- **Cálculo de la matriz de rigidez lateral respecto al eje (Y).**

Debido a la simetría del edificio en el eje Y también se podrá realizar la multiplicación por la cantidad total de pórticos.



Como resultado, se multiplican cuatro pórticos de hormigón armado por los valores de rigidez lateral en el eje Y.

En este caso, se obtienen los valores que se muestran a continuación.

**Figura 29**

*Análisis de rigidez lateral en Y.*

Análisis dirección en Y		
Planta	Rigidez lateral para un portico	Rigidez lateral total
Planta 4	121.57	486266
Planta 3	113.27	453097
Planta 2	175.16	700643
Planta 1	339.34	1357356

**Figura 30.**

*Rigidez Lateral en el eje y.*

Matris de rigidez lateral			
1150998	-361494	0	0
-361494	642032	-280538	0
0	-280538	627871	-347333
0	0	-347333	347333

- **Cálculo Derivas de Piso**

Para obtener los desplazamientos elásticos e inelásticos de cada piso se procederá a realizar la siguiente operación.

$$\Delta = K^{-1} * F$$

Según la fórmula, los resultados del desplazamiento se obtienen multiplicando la matriz de fuerzas por la matriz inversa de la rigidez lateral.

**Figura 31.**

*Matriz fuerza.*

	FUERZAS
	16.27
F=	31.47
	45.75
	61.01

Por lo tanto, el resultado de los desplazamientos en el eje X es:

**Figura 32.**

*Deriva de piso en el eje X.*

		$\Delta m$	
		0.00020	CUMPLE
U=		0.0006	CUMPLE
		0.0010	CUMPLE
		0.0012	CUMPLE

**Figura 33.**

*Deriva de piso en el eje Y.*

		$\Delta m$	
		0.0002	CUMPLE
U=		0.0007	CUMPLE
		0.0012	CUMPLE
		0.0014	CUMPLE

El edificio en cuestión cumple los requisitos de la norma porque las derivas del suelo en estructuras de hormigón armado no pueden ser superiores a 0,02, de acuerdo con la NEC. La tabla 7 contiene estos datos.

### **5.5.2. Desplazamientos elásticos e inelásticos en el eje X.**

Para los siguientes cálculos se ocupará la fórmula escrita en la sección 4.1.8.2.

$$\Delta_m = 0.75 * R * \Delta_E$$

Los desplazamientos obtenidos en el eje X son:

	$\Delta_m$	
	0.00020	CUMPLE
U=	0.0006	CUMPLE
	0.0010	CUMPLE
	0.0012	CUMPLE

Por lo tanto, se procederá a demostrar el cálculo del primer piso:

$$\Delta_m = 0.75 * R * \Delta_E$$

$$\Delta_m = 0.75 * 7 * 0.0002$$

$$\Delta_m = 0.001$$

En la siguiente imagen se proporcionará los valores de los siguientes pisos.

**Figura 34.**

*Desplazamientos inelásticos en el eje X.*

Inelásticas
0.001
0.003
0.005
0.006

**5.5.3. Desplazamientos elásticos e inelásticos en el eje Y.**

Para los siguientes cálculos se ocupará la fórmula escrita en la sección 4.1.8.2.

$$\Delta_m = 0.75 * R * \Delta_E$$

Los desplazamientos obtenidos en el eje Y son:

		$\Delta_m$	
U=	0.0002	CUMPLE	
	0.0007	CUMPLE	
	0.0012	CUMPLE	
	0.0014	CUMPLE	

Por lo tanto, se procederá a demostrar el cálculo del primer piso:

$$\Delta_m = 0.75 * R * \Delta_E$$

$$\Delta_m = 0.75 * 7 * 0.0002$$

$$\Delta_m = 0.001$$

En la siguiente imagen se proporcionará los valores de los siguientes pisos.

### Figura 35.

*Desplazamientos inelásticos en el eje X.*

Inelásticas
0.001
0.004
0.006
0.007

- **Cálculo de las derivas elásticas de cada piso respecto al eje (X).**

Las derivas elásticas serán calculadas de la siguiente forma:

		$\Delta_m$	
U=	0.00020	CUMPLE	
	0.0006	CUMPLE	
	0.0010	CUMPLE	
	0.0012	CUMPLE	



$$De = \frac{0.0002}{300}$$

$$\Delta e = 0.0000007$$

**Figura 36.**

*Derivas elásticas en el eje X.*

Derivas elásticas
0.0000007
0.000
0.000
0.000

- Derivas elásticas respecto al eje (Y):

	$\Delta m$	
	0.000239	CUMPLE
U=	0.0007	CUMPLE
	0.0012	CUMPLE
	0.0014	CUMPLE

$$De = \frac{0.0002}{300}$$

$$\Delta e = 0.000001$$

**Figura 37.**

*Derivas elásticas en el eje Y.*

Derivas elásticas
0.000
0.000
0.000
0.000

## **5.6. Conclusión.**

El historial de sismos que se han dado en el Ecuador muestra la necesidad de construir edificaciones con un diseño sismorresistente para una mayor seguridad.

Para la geometría de los elementos estructurales en esta tesis se siguió con lo dicho en las normas.

Los resultados obtenidos de las derivas máximas son correctos mediante la NEC en edificaciones de concreto armado no pueden ser mayor al 0.02.

En la modelación de losas macizas mediante la definición de cargas, normativas y propiedades de los materiales se obtiene resultados coherentes y confiables en el análisis para guiar el diseño y la construcción de manera adecuada.

Robot Structural Analysis comparte con otros programas de análisis y calculo estructural muchas similitudes en termino de capacidad y resultados fáciles de ejecutar una interfaz y flujo de trabajo ligeramente diferente y una compatibilidad con normativas y códigos.

## **Bibliografía.**

ACI 318-19. (2019). American Concrete Institute. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural.

Brown, R. McCormac, J. (2017). Diseño de concreto reforzado. Décima edición.

Herráiz, M. (1997). Conceptos básicos de sismología para ingenieros.

Meli, R. (1985). Diseño estructural. Segunda Edición.

Meli, R. Bazán, E. (2000). Diseño sísmico de edificios.

Montoya, J. (2012). Hormigón Armado. 15ª edición.

NEC-SE-CG. (2015). Cargas (No Sísmicas)

NEC-SE-CG. (2015). Peligro sísmico, Diseño Sismo Resistente.

Villarroel, C. (2016). Análisis y diseño de estructuras con Autodesk Robot Structural Analysis

2016.

Wight, J. MacGregor, J, (1988). Reinforced Concrete: Mechanics and Design.

**Anexo 1.-  
Notas de cálculo.**

**Columna del primer piso D-5**

**1 Nivel:**

- Nombre : Planta 4
- Cota de nivel : -3.00 (m)
- Resistencia al fuego : 0 (h)
- Tipo de ambiente : no agresivo

**2 Columna : Columna89**

**OK**

$$f * S_n / U = 3.1439420 > 1.0000000$$

$$f * M_n / Mu = 6.9866303 > 1.0000000$$

$$f * P_n / Pu = 3.2287597 > 1.0000000$$

U, Mu, Pu - Resistencia requerida

**2.1 Característica de los materiales:**

- Hormigón : : 210  $f_c' = 2243.38 \text{ (T/m}^2\text{)}$
- Densidad : 2501.36 (kG/m<sup>3</sup>)
- Armaduras longitudinales : B 500 S  $f_y = 50985.81 \text{ (T/m}^2\text{)}$
- Armaduras transversales : B 500 S  $f_y = 50985.81 \text{ (T/m}^2\text{)}$
- $b_1$  : 0.8500000  
 $b_1 = a/c$ , Coeficiente relativo a la profundidad del bloque de tensión de compresión rectangular equivalente A a la profundidad del eje neutro C  
 $b_1 = <0,65-0,85>$

**2.2 Geometría:**

Número de elementos idénticos: 1

- 2.2.1 Rectángulo 60.0 x 60.0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 3.25 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0.20 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0.50 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 5.0 (cm)

**2.3 Opciones de cálculo:**

- Cálculos según la norma : ACI 318M-14
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estructura intraslacional : sí
- Estribos : hacia la losa
- :  $n = 1$

- Categoría de dimensionamiento sísmico : SDC A

## 2.4 Cargas:

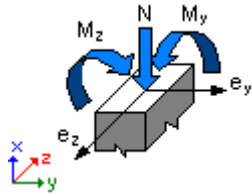
Caso	Natura MzC	Grupo b	N (kgf)	MyA (kgf*cm)	MyB (kgf*cm)	MyC (kgf*cm)	MzA	MzB
1.4D	de cálculo(Peso propio) 365943.01 4447.23	(kgf*cm) -267540.64 1.0000000	89 (kgf*cm)	118516.46 6391.32		-689863.06 1531.09		
1.2D+1.6LV	de cálculo(Peso propio) 859940.87 5653.18	(kgf*cm) -333565.40 1.0000000	89 (kgf*cm)	139194.47 8326.91		-	1642.60	

## 2.5 Lista de combinaciones

1.4D  
1.2D+1.6LV

## 2.6 Resultados de los cálculos:

### 2.6.1 Análisis ELU



#### Combinación dimensionante: 1.2D+1.6LV (A)

Clasificación de la sección: Controlado por compresión

$f = 0.6500000$  - Coeficiente de reducción de la resistencia,  $f = \langle 0,65-0,90 \rangle$

$e_c (*1000) = -3.0000000$  - Deformación del hormigón

$e_t (*1000) = 0.0000000$  - Deformación a tracción del extremo de las armaduras

Esfuerzos seccionales:

$N = 139194.47$  (kgf)  $My = -859940.87$  (kgf\*cm)  $Mz = 8326.91$  (kgf\*cm)

Esfuerzos de cálculo:

Nudo superior

$P_u = 139194.47$  (kgf)  $M_{yu} = -859940.87$  (kgf\*cm)  $M_{zu} = 8326.91$  (kgf\*cm)

$M_u = 859981.19$  (kgf\*cm)  $U = 0.2665597$

**Coefficiente de seguridad:**

U, Mu, Pu - Resistencia requerida

$$f * S_n / U = 3.1439420 > 1.0000000$$
$$f * M_n / Mu = 6.9866303 > 1.0000000$$
$$f * P_n / Pu = 3.2287597 > 1.0000000$$

$$f * S_n = 0.8380481$$
$$f * M_n = 6008370.65 \text{ (kgf*cm)}$$
$$f * P_n = 449425.49 \text{ (kgf)}$$

### 2.6.1.1 Análisis detallado-Dirección Y:

#### 2.6.1.1.1 Esfuerzo crítico

$$P_c = 14436972.78 \text{ (kgf)} \quad (6.6.4.4.2)$$
$$k * l_u = 1.63 \text{ (m)}$$
$$EI = 3862630.12 \text{ (kgf*m}^2\text{)} \quad (6.6.4.4.4b)$$
$$bd = 1.0000000$$
$$E_c = 2247959.71 \text{ (T/m}^2\text{)}$$
$$E_s = 20394324.26 \text{ (T/m}^2\text{)}$$
$$I_g = 1080000.0 \text{ (cm}^4\text{)}$$
$$I_{se} = 14070.9 \text{ (cm}^4\text{)}$$

#### 2.6.1.1.2 Análisis de la esbeltez

Estructura intraslacional

$l_u$ (m)	k	$k * l_u$ (m)			
3.25	0.5000000	1.63			
$k * l_{uy} / r_y = 9.3819419 < 40.0000000$			Columna	poco	esbelta

(6.2.5b)(6.2.5c)

#### 2.6.1.1.3 Análisis de pandeo

$$M_A = -859940.87 \text{ (kgf*cm)} \quad M_B = 455997.81 \text{ (kgf*cm)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez no considerada

$$M = -859940.87 \text{ (kgf*cm)}$$
$$M_c = M = -859940.87 \text{ (kgf*cm)}$$

### 2.6.1.2 Análisis detallado-Dirección Z:

#### 2.6.1.2.1 Esfuerzo crítico

$$P_c = 13797584.63 \text{ (kgf)} \quad (6.6.4.4.2)$$
$$k * l_u = 1.63 \text{ (m)}$$
$$EI = 3691561.02 \text{ (kgf*m}^2\text{)} \quad (6.6.4.4.4b)$$
$$bd = 1.0000000$$
$$E_c = 2247959.71 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

$$E_s = 20394324.26 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

$$I_g = 1080000.0 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$I_{se} = 12393.3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

### 2.6.1.2.2 Análisis de la esbeltez

Estructura intraslacional

$l_u$ (m)	$k$	$k \cdot l_u$ (m)	
3.25	0.5000000	1.63	

$k \cdot l_{uz}/r_z = 9.3819419 < 31.6328255$       Columna poco esbelta  
(6.2.5b)(6.2.5c)

### 2.6.1.2.3 Análisis de pandeo

$MA = 8326.91 \text{ (kgf} \cdot \text{cm)}$        $MB = 1642.60 \text{ (kgf} \cdot \text{cm)}$   
 Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez no considerada  
 $M = 8326.91 \text{ (kgf} \cdot \text{cm)}$   
 $M_c = M = 8326.91 \text{ (kgf} \cdot \text{cm)}$

## 2.7 Armadura:

**Sección de armado:**      **36.19 (cm<sup>2</sup>) 1.005 (%)**  
 Armadura mínima (requisito normativo): 36.00 (cm<sup>2</sup>) 1.000 (%)  
 Armadura máxima (requisito normativo): 288.00 (cm<sup>2</sup>) 8.000 (%)

### Barras principales (B 500 S):

- 32 f12       $l = 3.20$  (m)

### Armaduras transversales (B 500 S):

Estribos	32 f10	$l = 2.10$ (m)
horquillas	256 f10	$l = 0.64$ (m)

## 3 Cuantitativo:

- Volumen del hormigón = 0.99 (m<sup>3</sup>)
- Superficie de encofrado = 6.60 (m<sup>2</sup>)
- Acero B 500 S
  - Peso total = 233.06 (kG)
  - Densidad = 235.42 (kG/m<sup>3</sup>)
  - Diámetro medio = 10.6 (mm)
  - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud	Peso	Número	Peso total
	(m)	(kG)	(piezas)	(kG)

10	0.64	0.39	256	100.76
10	2.10	1.29	32	41.36
12	3.20	2.84	32	90.94

### Nota de cálculo.

#### Columna segundo piso Eje D-5.

##### 1 Nivel:

- Nombre : Planta 3
- Cota de nivel : 0.00 (m)
- Resistencia al fuego : 0 (h)
- Tipo de ambiente : no agresivo

##### 2 Columna: Columna90

OK

$$f * S_n / U = 2.9183285 > 1.0000000$$

$$f * M_n / M_u = 4.4534902 > 1.0000000$$

$$f * P_n / P_u = 3.6665911 > 1.0000000$$

U, Mu, Pu - Resistencia requerida

#### 2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: : 210  $f_c' = 2243.38$  (T/m<sup>2</sup>)  
Densidad : 2501.36 (kG/m<sup>3</sup>)
- Armaduras longitudinales : B 500 S  $f_y = 50985.81$  (T/m<sup>2</sup>)
- Armaduras transversales : B 500 S  $f_y = 50985.81$  (T/m<sup>2</sup>)
- $b_1$  : 0.8500000  
 $b_1 = a/c$ , Coeficiente relativo a la profundidad del bloque de tensión de compresión rectangular equivalente A a la profundidad del eje neutro C  
 $b_1 = <0,65-0,85>$

#### 2.2 Geometría:

Número de elementos idénticos: 1

- 2.2.1 Rectángulo 55.0 x 55.0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 3.00 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0.20 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0.50 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 5.0 (cm)

#### 2.3 Opciones de cálculo:



- Cálculos según la norma : ACI 318M-14
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estructura intraslacional : sí
- Estribos : hacia la losa
- : n = 1
- Categoría de dimensionamiento sísmico : SDC A

## 2.4 Cargas:

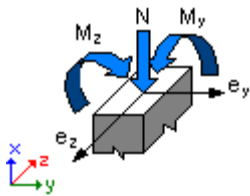
Caso	Natura MzC	Grupo b	N (kgf)	MyA (kgf*cm)	MyB (kgf*cm)	MyC (kgf*cm)	MzA	MzB
1.4D	de cálculo(Peso propio) 754943.87	(kgf*cm)	90	88236.11		-838017.09		
5474.34	1.0000000			8991.93		-15118.52		-
1.2D+1.6LV	de cálculo(Peso propio) 1045170.69	(kgf*cm)	90	103871.05				
1045170.69	-6834.98		941536.64	-250487.76	11639.76		-19151.47	
			1.0000000					

## 2.5 Lista de combinaciones

1.4D  
1.2D+1.6LV

## 2.6 Resultados de los cálculos:

### 2.6.1 Análisis ELU



### Combinación dimensionante: 1.2D+1.6LV (A)

Clasificación de la sección: Controlado por compresión

$f = 0.6500000$  - Coeficiente de reducción de la resistencia,  $f = \langle 0,65-0,90 \rangle$

$e_c (*1000) = -3.0000000$  - Deformación del hormigón

$e_t (*1000) = 0.2683090$  - Deformación a tracción del extremo de las armaduras

Esfuerzos seccionales:

$N = 103871.05$  (kgf)  $My = -1045170.69$  (kgf\*cm)  $Mz = 11639.76$  (kgf\*cm)

Esfuerzos de cálculo:

Nudo superior

$$\frac{P_u = 103871.05 \text{ (kgf)} \quad M_{yu} = -1045170.69 \text{ (kgf*cm)} \quad M_{zu} = 11639.76 \text{ (kgf*cm)}}{Mu = 1045235.50 \text{ (kgf*cm)} \quad U = 0.2393887}$$

**Coeficiente de seguridad:**

U, Mu, Pu - Resistencia requerida

$$f * S_n / U = 2.9183285 > 1.0000000$$

$$f * M_n / Mu = 4.4534902 > 1.0000000$$

$$f * P_n / Pu = 3.6665911 > 1.0000000$$

$$f * S_n = 0.6986149$$

$$f * M_n = 4654946.01 \text{ (kgf*cm)}$$

$$f * P_n = 380852.66 \text{ (kgf)}$$

### 2.6.1.1 Análisis detallado-Dirección Y:

#### 2.6.1.1.1 Esfuerzo crítico

$$P_c = 11954341.80 \text{ (kgf)} \quad (6.6.4.4.2)$$

$$k * l_u = 1.50 \text{ (m)}$$

$$EI = 2725263.14 \text{ (kgf*m}^2\text{)} \quad (6.6.4.4.b)$$

$$bd = 1.0000000$$

$$E_c = 2247959.71 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

$$E_s = 20394324.26 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

$$I_g = 762552.1 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$I_{se} = 9915.3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

#### 2.6.1.1.2 Análisis de la esbeltez

Estructura intraslacional

$$l_u \text{ (m)} \quad k \quad k * l_u \text{ (m)}$$

$$3.00 \quad 0.5000000 \quad 1.50$$

$$k * l_u / r_y = 9.4475499 < 40.0000000 \quad \text{Columna poco esbelta} \\ (6.2.5b)(6.2.5c)$$

#### 2.6.1.1.3 Análisis de pandeo

$$M_A = -1045170.69 \text{ (kgf*cm)} \quad M_B = 941536.64 \text{ (kgf*cm)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez no considerada

$$M = -1045170.69 \text{ (kgf*cm)}$$

$$M_c = M = -1045170.69 \text{ (kgf*cm)}$$

### 2.6.1.2 Análisis detallado-Dirección Z:

#### 2.6.1.2.1 Esfuerzo crítico

$$P_c = 11352801.02 \text{ (kgf)} \quad (6.6.4.4.2)$$

$$k \cdot l_u = 1.50 \text{ (m)}$$

$$EI = 2588128.28 \text{ (kgf} \cdot \text{m}^2) \quad (6.6.4.4.4b)$$

$$bd = 1.0000000$$

$$E_c = 2247959.71 \text{ (T/m}^2)$$

$$E_s = 20394324.26 \text{ (T/m}^2)$$

$$I_g = 762552.1 \text{ (cm}^4)$$

$$I_{se} = 8570.4 \text{ (cm}^4)$$

### 2.6.1.2.2 Análisis de la esbeltez

Estructura intraslacional

$l_u$ (m)	$k$	$k \cdot l_u$ (m)
-----------	-----	-------------------

3.00	0.5000000	1.50
------	-----------	------

$$k \cdot l_{uz}/r_z = 9.4475499 < 40.0000000 \quad \text{Columna poco esbelta} \\ (6.2.5b)(6.2.5c)$$

### 2.6.1.2.3 Análisis de pandeo

$$MA = 11639.76 \text{ (kgf} \cdot \text{cm)} \quad MB = -19151.47 \text{ (kgf} \cdot \text{cm)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez no considerada

$$M = 11639.76 \text{ (kgf} \cdot \text{cm)}$$

$$M_c = M = 11639.76 \text{ (kgf} \cdot \text{cm)}$$

## 2.7 Armadura:

**Sección de armado:** **31.67 (cm<sup>2</sup>) 1.047 (%)**

Armadura mínima (requisito normativo): 30.25 (cm<sup>2</sup>) 1.000 (%)

Armadura máxima (requisito normativo): 242.00 (cm<sup>2</sup>) 8.000 (%)

**Barras principales (B 500 S):**

- 28 f12  $l = 2.95$  (m)

**Armaduras transversales (B 500 S):**

Estribos 31 f10  $l = 1.90$  (m)

horquillas 155 f10  $l = 0.59$  (m)

## 3 Cuantitativo:

- Volumen del hormigón = 0.76 (m<sup>3</sup>)
- Superficie de encofrado = 5.50 (m<sup>2</sup>)
- Acero B 500 S
  - Peso total = 165.83 (kG)

- Densidad = 219.28 (kG/m<sup>3</sup>)
- Diámetro medio = 10.7 (mm)
- Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
10	0.59	0.36	155	56.23
10	1.90	1.17	31	36.24
12	2.95	2.62	28	73.36

### Nota de cálculo.

#### Columna del tercer piso en el eje D-2.

##### 1 Nivel:

- Nombre : Planta 3
- Cota de nivel : 3.00 (m)
- Resistencia al fuego : 0 (h)
- Tipo de ambiente : no agresivo

##### 2 Columna: Columna79

OK

$$f * S_n / U = 3.0518277 > 1.0000000$$

$$f * M_n / \mu = 3.9275112 > 1.0000000$$

$$f * P_n / P_u = 4.6076799 > 1.0000000$$

U,  $\mu$ ,  $P_u$  - Resistencia requerida

##### 2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón : : 210  $f_c' = 2243.38$  (T/m<sup>2</sup>)  
Densidad : 2501.36 (kG/m<sup>3</sup>)
- Armaduras longitudinales : B 500 S  $f_y = 50985.81$  (T/m<sup>2</sup>)
- Armaduras transversales : B 500 S  $f_y = 50985.81$  (T/m<sup>2</sup>)
- $b_1$  : 0.8500000  
 $b_1 = a/c$ , Coeficiente relativo a la profundidad del bloque de tensión de compresión rectangular equivalente A a la profundidad del eje neutro C  
 $b_1 = <0,65-0,85>$

##### 2.2 Geometría:

Número de elementos idénticos: 1

- 2.2.1 Rectángulo 50.0 x 50.0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 3.00 (m)

- 2.2.3 Espesor de la losa = 0.20 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0.50 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 5.0 (cm)

### 2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : ACI 318M-14
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estructura intraslacional : sí
- Estribos : hacia la losa
- : n = 1
- Categoría de dimensionamiento sísmico : SDC A

### 2.4 Cargas:

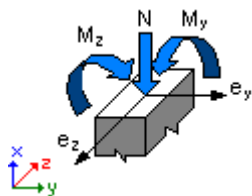
Caso	Natura MzC	Grupo b	N (kgf)	MyA (kgf*cm)	MyB (kgf*cm)	MyC (kgf*cm)	MzA	MzB
1.4D	de cálculo(Peso propio) 664453.96 8981.67	(kgf*cm) -141579.87 1.0000000	79	58391.15	24900.66	-678935.76	-14896.80	
1.2D+1.6LV	de cálculo(Peso propio) 846871.02 10972.81	(kgf*cm) -176623.72 1.0000000	79	68849.76	30257.68	-	-17954.49	

### 2.5 Lista de combinaciones

1.4D  
1.2D+1.6LV

### 2.6 Resultados de los cálculos:

#### 2.6.1 Análisis ELU



#### Combinación dimensionante: 1.2D+1.6LV (A)

Clasificación de la sección: Controlado por compresión

f = 0.6500000 - Coeficiente de reducción de la resistencia,  $f < 0,65-0,90 >$   
 $e_c (*1000) = -3.0000000$  - Deformación del hormigón

$\epsilon_t (*1000) = 0.7642045$  - Deformación a tracción del extremo de las armaduras

Esfuerzos seccionales:

$$N = 68849.76 \text{ (kgf)} \quad M_y = -846871.02 \text{ (kgf*cm)} \quad M_z = 30257.68 \text{ (kgf*cm)}$$

Esfuerzos de cálculo:

Nudo superior

$$\underline{P_u = 68849.76 \text{ (kgf)} \quad M_{yu} = -846871.02 \text{ (kgf*cm)} \quad M_{zu} = 30257.68 \text{ (kgf*cm)}} \\ \underline{M_u = 847411.38 \text{ (kgf*cm)} \quad U = 0.1945011}$$

**Coefficiente de seguridad:**

U,  $M_u$ ,  $P_u$  - Resistencia requerida

$$f * S_n / U = 3.0518277 > 1.0000000$$

$$f * M_n / M_u = 3.9275112 > 1.0000000$$

$$f * P_n / P_u = 4.6076799 > 1.0000000$$

$$f * S_n = 0.5935839$$

$$f * M_n = 3328217.67 \text{ (kgf*cm)}$$

$$f * P_n = 317237.68 \text{ (kgf)}$$

### 2.6.1.1 Análisis detallado-Dirección Y:

#### 2.6.1.1.1 Esfuerzo crítico

$$P_c = 8120669.82 \text{ (kgf)} \quad (6.6.4.4.2)$$

$$k * l_u = 1.50 \text{ (m)}$$

$$EI = 1851290.73 \text{ (kgf*m}^2\text{)} \quad (6.6.4.4.4b)$$

$$b_d = 1.0000000$$

$$E_c = 2247959.71 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

$$E_s = 20394324.26 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

$$I_g = 520833.3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$I_{se} = 6673.2 \text{ (cm}^4\text{)}$$

#### 2.6.1.1.2 Análisis de la esbeltez

Estructura intraslacional

$$l_u \text{ (m)} \quad k \quad k * l_u \text{ (m)}$$

$$3.00 \quad 0.5000000 \quad 1.50$$

$$k * l_u / r_y = 10.3923048 < 40.0000000 \quad \text{Columna poco esbelta} \\ (6.2.5b)(6.2.5c)$$

#### 2.6.1.1.3 Análisis de pandeo

$$M_A = -846871.02 \text{ (kgf*cm)} \quad M_B = 828747.24 \text{ (kgf*cm)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez no considerada

$$M = -846871.02 \text{ (kgf*cm)}$$

$$M_c = M = -846871.02 \text{ (kgf*cm)}$$

### 2.6.1.2 Análisis detallado-Dirección Z:

#### 2.6.1.2.1 Esfuerzo crítico

$$P_c = 7650897.13 \text{ (kgf)} \quad (6.6.4.4.2)$$

$$k \cdot l_u = 1.50 \text{ (m)}$$

$$EI = 1744195.40 \text{ (kgf*m}^2\text{)} \quad (6.6.4.4.4b)$$

$$bd = 1.0000000$$

$$E_c = 2247959.71 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

$$E_s = 20394324.26 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

$$I_g = 520833.3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$I_{se} = 5623.0 \text{ (cm}^4\text{)}$$

#### 2.6.1.2.2 Análisis de la esbeltez

Estructura intraslacional

$l_u$ (m)	k	$k \cdot l_u$ (m)			
3.00	0.5000000	1.50			
$k \cdot l_{uz}/r_z = 10.3923048 < 40.0000000$			Columna	poco	esbelta

(6.2.5b)(6.2.5c)

#### 2.6.1.2.3 Análisis de pandeo

$$M_A = 30257.68 \text{ (kgf*cm)} \quad M_B = -17954.49 \text{ (kgf*cm)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez no considerada

$$M = 30257.68 \text{ (kgf*cm)}$$

$$M_c = M = 30257.68 \text{ (kgf*cm)}$$

### 2.7 Armadura:

**Sección de armado:** **27.14 (cm<sup>2</sup>) 1.086 (%)**

Armadura mínima (requisito normativo): 25.00 (cm<sup>2</sup>) 1.000 (%)

Armadura máxima (requisito normativo): 200.00 (cm<sup>2</sup>) 8.000 (%)

#### Barras principales (B 500 S):

- 24 f12  $l = 2.95$  (m)

#### Armaduras transversales (B 500 S):

Estribos 30 f10  $l = 1.70$  (m)

horquillas 180 f10  $l = 0.54$  (m)

### 3 Cuantitativo :

- Volumen del hormigón = 0.63 (m3)
- Superficie de encofrado = 5.00 (m2)
- Acero B 500 S
  - Peso total = 154.00 (kG)
  - Densidad = 246.40 (kG/m3)
  - Diámetro medio = 10.6 (mm)
  - Especificación de las armaduras :

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
10	0.54	0.33	180	59.75
10	1.70	1.05	30	31.37
12	2.95	2.62	24	62.88

### Nota de cálculo.

#### Columna del cuarto piso en el eje D-2

##### 1 Nivel:

- Nombre :
- Cota de nivel : 6.00 (m)
- Resistencia al fuego : 0 (h)
- Tipo de ambiente : no agresivo

##### 2 Columna: Columna80

OK

$$f * S_n / U = 2.4602480 > 1.0000000$$

$$f * M_n / Mu = 2.0728033 > 1.0000000$$

$$f * P_n / Pu = 9.2995390 > 1.0000000$$

U, Mu, Pu - Resistencia requerida

#### 2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: : 210  $f_c' = 2243.38$  (T/m2)
- Densidad : 2501.36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S  $f_y = 50985.81$  (T/m2)
- Armaduras transversales : B 500 S  $f_y = 50985.81$  (T/m2)
- $b_1$  : 0.8500000  
 $b_1 = a/c$ , Coeficiente relativo a la profundidad del bloque de tensión de compresión rectangular equivalente A a la profundidad del eje neutro C  
 $b_1 = <0,65-0,85>$

#### 2.2 Geometría:



Número de elementos idénticos: 1

- 2.2.1 Rectángulo 50.0 x 50.0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 3.00 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0.20 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0.50 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 5.0 (cm)

### 2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : ACI 318M-14
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estructura intraslacional : sí
- Estribos : hacia la losa
- : n = 1
- Categoría de dimensionamiento sísmico : SDC A

### 2.4 Cargas:

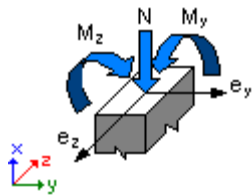
Caso	Natura MzC	Grupo b	N (kgf)	MyA (kgf*cm)	MyB (kgf*cm)	MyC (kgf*cm)	MzA	MzB
1.4D	de cálculo(Peso propio) 888373.89		80	28950.86	-11589.06	-1144160.51		
7758.47	1.0000000							
1.2D+1.6LV	de cálculo(Peso propio) 1427267.85			80	34113.27			
1973.09	-9646.50	1.0000000		-413076.76	-14762.11			

### 2.5 Lista de combinaciones

- 1.4D
- 1.2D+1.6LV

### 2.6 Resultados de los cálculos:

#### 2.6.1 Análisis ELU



**Combinación dimensionante: 1.2D+1.6LV (A)**

Clasificación de la sección: Transición

$f = 0.8812830$  - Coeficiente de reducción de la resistencia,  $f = \langle 0,65-0,90 \rangle$

$e_c (*1000) = -3.0000000$  - Deformación del hormigón

$e_t (*1000) = 4.7753957$  - Deformación a tracción del extremo de las armaduras

Esfuerzos seccionales:

$N = 34113.27$  (kgf)  $M_y = -1427267.85$  (kgf\*cm)  $M_z = -14762.11$  (kgf\*cm)

Esfuerzos de cálculo:

Nudo superior

$P_u = 34113.27$  (kgf)  $M_{yu} = -1427267.85$  (kgf\*cm)  $M_{zu} = -14762.11$   
(kgf\*cm)  $M_u = 1427344.19$  (kgf\*cm)  $U = 0.0899966$

**Coefficiente de seguridad:**

U, Mu, Pu - Resistencia requerida

$f * S_n / U = 2.4602480 > 1.0000000$

$f * M_n / M_u = 2.0728033 > 1.0000000$

$f * P_n / P_u = 9.2995390 > 1.0000000$

$f * S_n = 0.2214139$

$f * M_n = 2958603.78$  (kgf\*cm)

$f * P_n = 317237.68$  (kgf)

### 2.6.1.1 Análisis detallado-Dirección Y:

#### 2.6.1.1.1 Esfuerzo crítico

$P_c = 8120669.82$  (kgf) (6.6.4.4.2)

$k * l_u = 1.50$  (m)

$EI = 1851290.73$  (kgf\*m<sup>2</sup>) (6.6.4.4.4b)

$bd = 1.0000000$

$E_c = 2247959.71$  (T/m<sup>2</sup>)

$E_s = 20394324.26$  (T/m<sup>2</sup>)

$I_g = 520833.3$  (cm<sup>4</sup>)

$I_{se} = 6673.2$  (cm<sup>4</sup>)

#### 2.6.1.1.2 Análisis de la esbeltez

Estructura intraslacional

$l_u$  (m)  $k$   $k * l_u$  (m)

3.00 0.5000000 1.50

$k * l_{uy} / r_y = 10.3923048 < 40.0000000$  Columna poco esbelta  
(6.2.5b)(6.2.5c)

#### 2.6.1.1.3 Análisis de pandeo

$$MA = -1427267.85 \text{ (kgf*cm)} \quad MB = 1108209.88 \text{ (kgf*cm)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez no considerada

$$M = -1427267.85 \text{ (kgf*cm)}$$

$$Mc = M = -1427267.85 \text{ (kgf*cm)}$$

### 2.6.1.2 Análisis detallado-Dirección Z:

#### 2.6.1.2.1 Esfuerzo crítico

$$P_c = 7650897.13 \text{ (kgf)} \quad (6.6.4.4.2)$$

$$k \cdot l_u = 1.50 \text{ (m)}$$

$$EI = 1744195.40 \text{ (kgf*m}^2\text{)} \quad (6.6.4.4.4b)$$

$$bd = 1.0000000$$

$$E_c = 2247959.71 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

$$E_s = 20394324.26 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

$$I_g = 520833.3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$I_{se} = 5623.0 \text{ (cm}^4\text{)}$$

#### 2.6.1.2.2 Análisis de la esbeltez

Estructura intraslacional

$l_u \text{ (m)}$	$k$	$k \cdot l_u \text{ (m)}$
-------------------	-----	---------------------------

3.00	0.5000000	1.50
------	-----------	------

$k \cdot l_u / r_z = 10.3923048 < 32.3960901$	Columna	poco	esbelta
---	---------	------	---------

(6.2.5b)(6.2.5c)

#### 2.6.1.2.3 Análisis de pandeo

$$MA = -14762.11 \text{ (kgf*cm)} \quad MB = -1973.09 \text{ (kgf*cm)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez no considerada

$$M = -14762.11 \text{ (kgf*cm)}$$

$$Mc = M = -14762.11 \text{ (kgf*cm)}$$

## 2.7 Armadura :

**Sección de armado :** **27.14 (cm<sup>2</sup>) 1.086 (%)**

Armadura mínima (requisito normativo): 25.00 (cm<sup>2</sup>) 1.000 (%)

Armadura máxima (requisito normativo): 200.00 (cm<sup>2</sup>) 8.000 (%)

**Barras principales (B 500 S):**

- 24 f12  $l = 2.95$  (m)

**Armaduras transversales (B 500 S):**

Estribos 30 f10  $l = 1.70$  (m)

horquillas 180 f10  $l = 0.54$  (m)

### 3 Cuantitativo :

- Volumen del hormigón = 0.63 (m<sup>3</sup>)
- Superficie de encofrado = 5.00 (m<sup>2</sup>)
- Acero B 500 S
  - Peso total = 154.00 (kG)
  - Densidad = 246.40 (kG/m<sup>3</sup>)
  - Diámetro medio = 10.6 (mm)
  - Especificación de las armaduras :

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
10	0.54	0.33	180	59.75
10	1.70	1.05	30	31.37
12	2.95	2.62	24	62.88

#### Nota de cálculo.

#### Viga calculada en este proyecto.

##### 1 Nivel:

- Nombre : Planta 4
- Cota de nivel : ---
- Tipo de ambiente : F0
- Resistencia al fuego : 0 (h)

##### 2 Viga: Viga216

OK

#### 2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: : 210  $f_c' = 2243.38$  (T/m<sup>2</sup>)  
Densidad : 2501.36 (kG/m<sup>3</sup>)
- Armaduras longitudinales : B 500 S  $f_y = 50985.81$  (T/m<sup>2</sup>)
- Armaduras transversales : B 500 S  $f_y = 50985.81$  (T/m<sup>2</sup>)
- Armadura adicional: : B 500 S  $f_y = 50985.81$  (T/m<sup>2</sup>)

#### 2.2 Geometría:

Número de elementos idénticos: 1

2.2.1 Tramo	Posición	Ap. Izq. L (m)	Ap. Der. (m)
-------------	----------	-------------------	-----------------

<b>P1</b>	<b>Tramo</b>	<b>0.50</b>	<b>4.50</b>	<b>0.50</b>
Longitud de cálculo:		$L_0 = 5.00$ (m)		
Sección	de 0.00 a 4.50 (m)			
	30.0 x 50.0 (cm)			
	Sin losa izquierda			
	Sin losa izquierda			

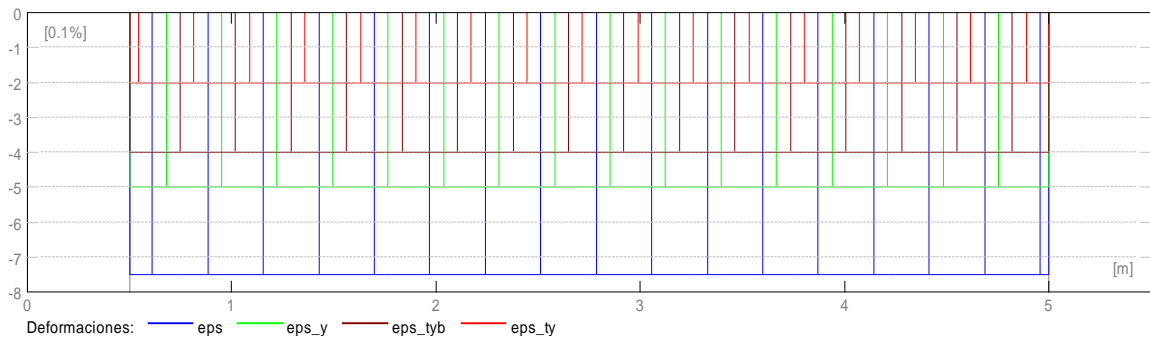
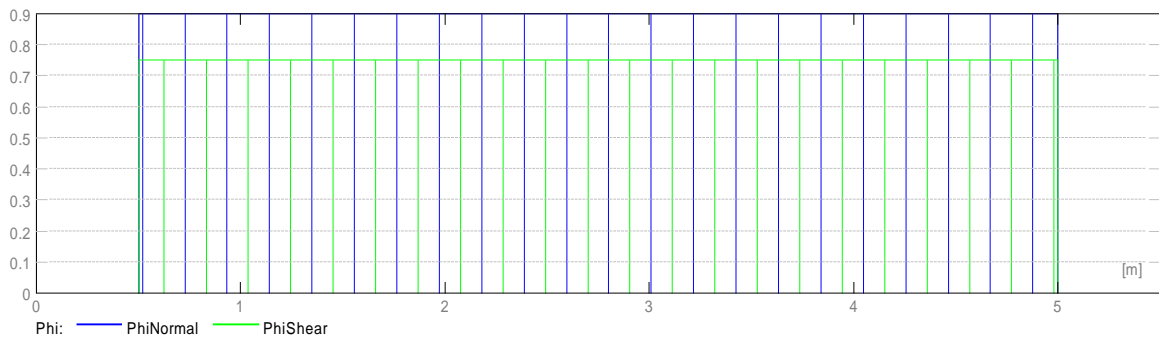
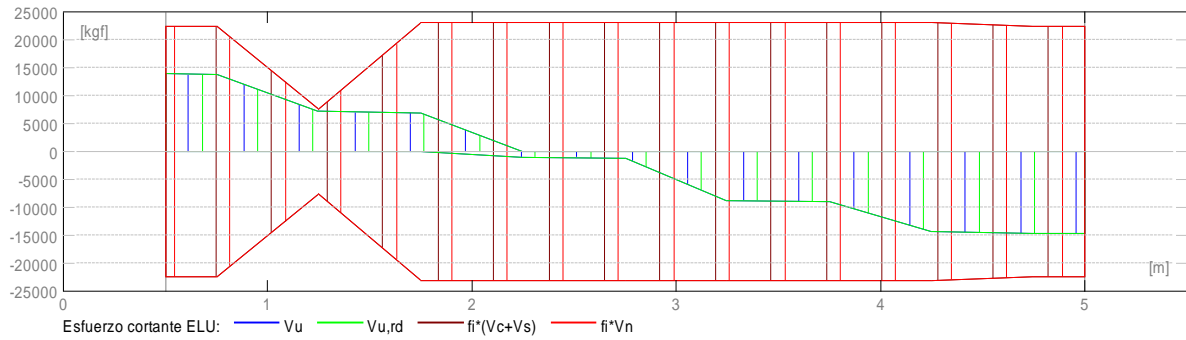
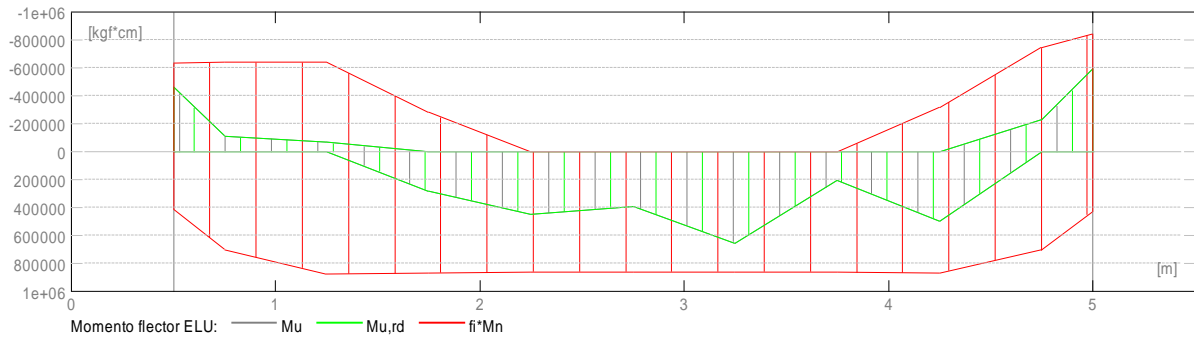
### 2.3 Opciones de cálculo:

- Regulación de la combinación : ACI 318-14 ACI 318M-14
- Cálculos según la norma : ACI 318M-14
- Tomando en cuenta la fuerza axial : no
- Considerar la torsión : no
- Considerando la reducción del esfuerzo cortante en la zona de apoyo : no
- Categoría de dimensionamiento sísmico : SDC A
- Recubrimiento de la armadura : Armaduras inferiores  $c = 5.0$  (cm)  
: lateral  $c_1 = 5.0$  (cm)  
: superficial  $c_2 = 5.0$  (cm)

### 2.4 Resultados de los cálculos:

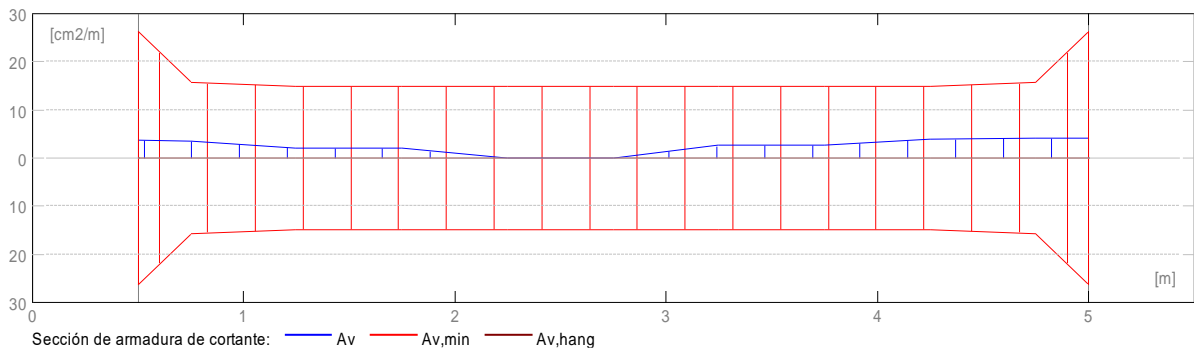
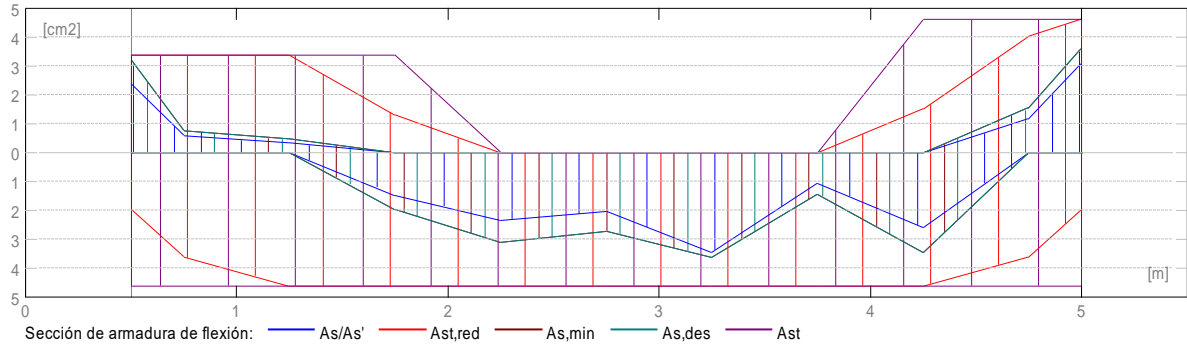
#### 2.4.1 Solicitaciones ELU

Tramo	$M_u, \text{máx.}$ (kgf*cm)	$M_u, \text{mín.}$ (kgf*cm)	$M_u, \text{iz}$ (kgf*cm)	$M_u, \text{d}$ (kgf*cm)	$V_u, \text{iz}$ (kgf*cm)	$V_u, \text{d}$ (kgf)
P1	654865.58	-0.00	-460789.46	-595170.51	13887.84	-14724.83



## 2.4.2 Sección Teórica de Acero

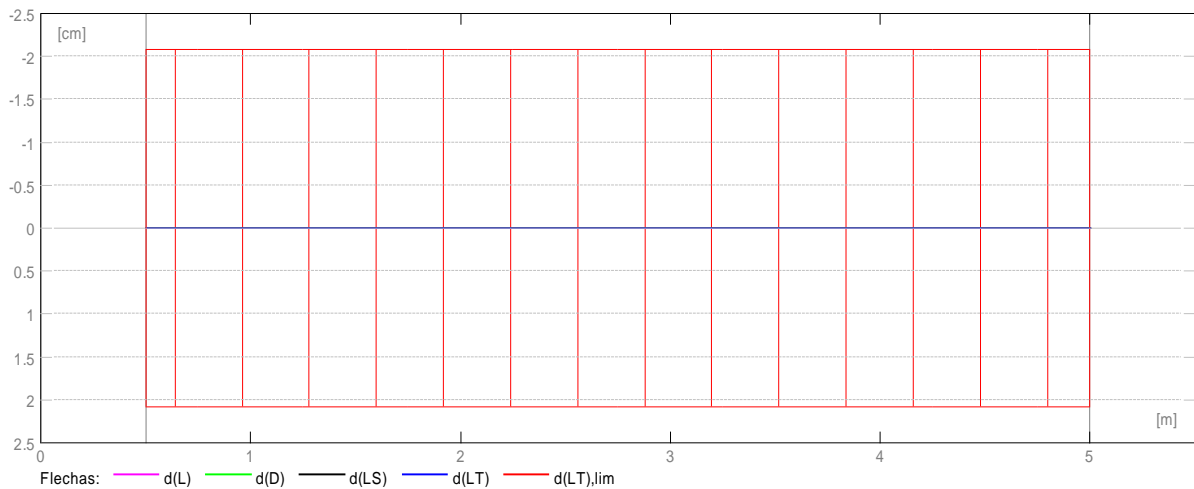
Tramo	Tramo (cm <sup>2</sup> )		Apoyo izquierdo (cm <sup>2</sup> )		Apoyo derecho (cm <sup>2</sup> )	
	inf.	sup.	inf.	sup.	inf.	sup.
P1	3.44	0.00	0.00	2.39	0.00	3.12



### 2.4.3 Flechas

- $d_s(D+LS)$  - Flecha instantánea debida a cargas de larga duración
- $d_l(D+LS)$  - Flecha diferida debida a cargas de larga duración
- $d_s(D+L)$  - Flecha instantánea debida a carga total
- $d(LT)$  - flecha inicial total de larga duración
- $d(LT),lim$  - flecha admisible

Tramo	$d_s(D+LS)$	$d_l(D+LS)$	$d_s(D+L)$
P1	0.00000	0.00000	-2.08333



### 2.5 Resultados teóricos - detalles:

### 2.5.1 P1 : Tramo de 0.50 a 5.00 (m)

Abscisa (m)	ELU		ELS		Mu,mín. As (kgf*cm)	As' (cm2)
	Mu,máx. (kgf*cm)	Mu,mín. (kgf*cm)	Mu,máx. (kgf*cm)	Mu,mín. (kgf*cm)		
0.50	0.00	-460789.46	0.00	0.00	0.00	2.39
0.75	0.00	-113593.35	0.00	0.00	0.00	0.58
1.25	0.00	-69160.65	0.00	0.00	0.00	0.35
1.75	285368.51	-0.00	0.00	0.00	1.47	0.00
2.25	450165.35	-0.00	0.00	0.00	2.34	0.00
2.75	395265.23	-0.00	0.00	0.00	2.05	0.00
3.25	654865.58	-0.00	0.00	0.00	3.44	0.00
3.75	209862.86	-0.00	0.00	0.00	1.08	0.00
4.25	497935.62	-0.00	0.00	0.00	2.59	0.00
4.75	0.00	-227049.76	0.00	0.00	0.00	1.16
5.00	0.00	-595170.51	0.00	0.00	0.00	3.12

Abscisa (m)	ELU		ELS	
	Vu,máx. (kgf)	Vu,máx. (kgf)	Vu,máx. (kgf)	Vu,máx. (kgf)
0.50	13887.84	0.00	0.00	0.00
0.75	13775.28	0.00	0.00	0.00
1.25	7203.14	0.00	0.00	0.00
1.75	6978.02	0.00	0.00	0.00
2.25	-985.44	0.00	0.00	0.00
2.75	-1210.56	0.00	0.00	0.00
3.25	-8787.49	0.00	0.00	0.00
3.75	-9012.62	0.00	0.00	0.00
4.25	-14387.15	0.00	0.00	0.00
4.75	-14612.27	0.00	0.00	0.00
5.00	-14724.83	0.00	0.00	0.00

## 2.6 Armadura:

### 2.6.1 P1 : Tramo de 0.50 a 5.00 (m)

#### Armaduras longitudinales:

- Armaduras inferiores (B 500 S)  
3 f14 l = 5.11 de 0.20 a 5.30
- Armaduras de montaje (encima) (B 500 S)  
3 f12 l = 5.40 de 0.05 a 5.45
- tramo (B 500 S)  
3 f12 l = 2.08 de 0.05 a 2.05  
3 f14 l = 1.59 de 3.95 a 5.45

#### Armaduras transversales:

- Armaduras principales (B 500 S)



estribos 23 f10 1 = 1.02  
 $e = 1*0.05 + 1*0.12 + 2*0.20 + 16*0.21 + 2*0.20 + 1*0.12$   
(m)23 f101 = 1.30  
 $e = 1*0.05 + 1*0.12 + 2*0.20 + 16*0.21 + 2*0.20 + 1*0.12$  (m)

### 3 Cuantitativo:

- Volumen del hormigón = 0.83 (m3)
- Superficie de encofrado = 7.15 (m2)
- Acero B 500 S
  - Peso total = 76.99 (kG)
  - Densidad = 93.32 (kG/m3)
  - Diámetro medio = 11.3 (mm)
  - Lista según diámetros:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
10	1.02	0.63	23	14.41
10	1.30	0.80	23	18.38
12	2.08	1.84	3	5.53
12	5.40	4.80	3	14.39
14	1.59	1.92	3	5.76
14	5.11	6.18	3	18.53

#### Nota de cálculo.

#### Nota de calculo para la losa calculada en este proyecto.

##### 1. Losa: Pletina249...263 - panel n.º 249

##### 1.1. Armadura:

- Tipo : Losa de planta de hormigón armado.1
- Dirección armaduras principales: 0°
- Clase de armaduras principales : B 500 S; resistencia característica = 50985.81 T/m2
- Diámetro de las barras inferiores d1 = 1.0 (cm) d2 = 1.0 (cm)  
superiores d1 = 1.0 (cm) d2 = 1.0 (cm)
- Recubrimiento de la armadura inferior c1 = 3.0 (cm)  
superior c2 = 3.0 (cm)

## 1.2. Hormigón:

- Clase : 210; resistencia característica = 2243.38 T/m<sup>2</sup>
- Densidad : 2501.36 (kG/m<sup>3</sup>)

## 1.3. hipótesis

- Cálculos para la armadura requerida según : ACI 318M-14
- Cálculos para la armadura proporcionada según : ACI 318M-14
- Método de cálculo de la sección de armadura : Analítica
- Flecha admisible : 3.00000 (cm)
- Verificación del punzonamiento : sí
- Tipo de cálculos : flexión simple

## 1.4. Geometría de la losa

Espesor 0.20 (m)

### Contorno:

borde	inicio		fin		longitud (m)
	x1	y1	x2	y2	
1	0.00	5.00	5.00	5.00	5.00
2	5.00	5.00	5.00	0.00	5.00
3	5.00	0.00	0.00	0.00	5.00
4	0.00	0.00	0.00	5.00	5.00

### Apoyo:

n°	Nombre	dimensiones (m)	coordenadas		borde
			x	y	
22	puntual	0.60 / 0.60	0.00	0.00	—
22	puntual	0.55 / 0.55	0.00	0.00	—
22	lineal	5.00 / 0.30	0.00	2.50	—
22	lineal	0.30 / 5.00	2.50	0.00	—
27	puntual	0.60 / 0.60	0.00	5.00	—
27	puntual	0.55 / 0.55	0.00	5.00	—
27	lineal	0.30 / 5.00	2.50	5.00	—
52	puntual	0.60 / 0.60	5.00	0.00	—
52	puntual	0.55 / 0.55	5.00	0.00	—
52	lineal	5.00 / 0.30	5.00	2.50	—
57	puntual	0.60 / 0.60	5.00	5.00	—
57	puntual	0.55 / 0.55	5.00	5.00	—
52	lineal	0.30 / 5.00	7.50	0.00	—
57	lineal	0.30 / 5.00	7.50	5.00	—
47	lineal	5.00 / 0.30	5.00	-2.50	—
17	lineal	5.00 / 0.30	0.00	-2.50	—

\* - presencia del capitel

## 1.5. Resultados de los cálculos:

### 1.5.1. Momentos max. + armadura a flexión

	Ax(+) Ay(-)	Ax(-)	Ay(+)	
Armadura real (cm <sup>2</sup> /m):	3.93	3.93	3.93	3.93
Armadura teórica modificada (cm <sup>2</sup> /m):	3.68	3.02	3.91	3.02
Armadura teórica inicial (cm <sup>2</sup> /m):	3.68	3.02	3.91	3.02
Coordenadas (m):	5.00;3.00 1.00;4.00	1.00;4.00	2.00;0.00	

### 1.5.2. Momentos max. + armadura a flexión

	Ax(+) Ay(-)	Ax(-)	Ay(+)
Símbolos: sección teórica/sección real			
Ax(+) (cm <sup>2</sup> /m)	<b>3.68/3.93</b> 3.02/3.93	3.02/3.93	3.02/3.93
Ax(-) (cm <sup>2</sup> /m)	3.02/4.03 3.02/3.93	<b>3.02/3.93</b>	3.02/3.93
Ay(+) (cm <sup>2</sup> /m)	3.02/3.93 3.02/3.93	3.02/3.93	<b>3.91/3.93</b>
Ay(-) (cm <sup>2</sup> /m)	3.02/3.93 <b>3.02/3.93</b>	3.02/3.93	3.02/3.93
Coordenadas (m)	5.00;3.00 1.00;4.00	1.00;4.00	2.00;0.00
Coordenadas* (m)	5.00;23.00;0.00 2.00;20.00;0.00		1.00;24.00;0.00 1.00;24.00;0.00
	* - Coordenadas en el sistema global de la estructura		

### 1.5.4. Flecha

$$|f(+)| = 0.00000 \text{ (cm)} \leq f_{dop}(+) = 3.00000 \text{ (cm)}$$

$$|f(-)| = 0.00000 \text{ (cm)} \leq f_{dop}(-) = 3.00000 \text{ (cm)}$$

## 2. Losa: Pletina249...263 - panel n.º 250

## 2.1. Armadura:

- Tipo : Losa de planta de hormigón armado.1
- Dirección armaduras principales: 0°
- Clase de armaduras principales : B 500 S; resistencia característica = 50985.81 T/m<sup>2</sup>
- Diámetro de las barras inferiores d1 = 1.0 (cm) d2 = 1.0 (cm)  
superiores d1 = 1.0 (cm) d2 = 1.0 (cm)
- Recubrimiento de la armadura inferior c1 = 3.0 (cm)  
superior c2 = 3.0 (cm)

## 2.2. Hormigón:

- Clase : 210; resistencia característica = 2243.38 T/m<sup>2</sup>
- Densidad : 2501.36 (kG/m<sup>3</sup>)

## 2.3. hipótesis

- Cálculos para la armadura requerida según : ACI 318M-14
- Cálculos para la armadura proporcionada según : ACI 318M-14
- Método de cálculo de la sección de armadura : Analítica
- Flecha admisible : 3.00000 (cm)
- Verificación del punzonamiento : sí
- Tipo de cálculos : flexión simple

## 2.4. Geometría de la losa

Espesor 0.20 (m)

### Contorno:

borde	inicio		fin		longitud (m)
	x1	y1	x2	y2	
1	5.00	5.00	10.00	5.00	5.00
2	10.00	5.00	10.00	0.00	5.00
3	10.00	0.00	5.00	0.00	5.00
4	5.00	0.00	5.00	5.00	5.00

### Apoyo:

n°	Nombre	dimensiones (m)	coordenadas		borde
			x	y	
22	lineal	0.30 / 5.00	2.50	0.00	—
27	lineal	0.30 / 5.00	2.50	5.00	—
52	puntual	0.60 / 0.60	5.00	0.00	—
52	puntual	0.55 / 0.55	5.00	0.00	—
52	lineal	5.00 / 0.30	5.00	2.50	—
57	puntual	0.60 / 0.60	5.00	5.00	—

57	puntual	0.55 / 0.55	5.00	5.00	—
52	lineal	0.30 / 5.00	7.50	0.00	—
57	lineal	0.30 / 5.00	7.50	5.00	—
82	puntual	0.60 / 0.60	10.00	0.00	—
82	puntual	0.55 / 0.55	10.00	0.00	—
82	lineal	5.00 / 0.30	10.00	2.50	—
87	puntual	0.60 / 0.60	10.00	5.00	—
87	puntual	0.55 / 0.55	10.00	5.00	—
82	lineal	0.30 / 5.00	12.50	0.00	—
87	lineal	0.30 / 5.00	12.50	5.00	—
77	lineal	5.00 / 0.30	10.00	-2.50	—
47	lineal	5.00 / 0.30	5.00	-2.50	—

\* - presencia del capitel

## 2.5. Resultados de los cálculos:

### 2.5.1. Momentos max. + armadura a flexión

	Ax(+) Ay(-)	Ax(-)	Ay(+)	
Armadura real (cm <sup>2</sup> /m):	3.93	3.93	3.93	3.93
Armadura teórica modificada (cm <sup>2</sup> /m):	3.63	3.02	3.59	3.02
Armadura teórica inicial (cm <sup>2</sup> /m):	3.63	3.02	3.59	3.02
Coordenadas (m):	10.00;3.00 6.00;4.00	6.00;4.00	7.00;0.00	

### 2.5.2. Momentos max. + armadura a flexión

	Ax(+) Ay(-)	Ax(-)	Ay(+)
Símbolos: sección teórica/sección real			
Ax(+) (cm <sup>2</sup> /m)	<b>3.63/3.93</b> 3.02/3.93	3.02/3.93	3.02/3.93
Ax(-) (cm <sup>2</sup> /m)	3.02/4.03 3.02/3.93	<b>3.02/3.93</b>	3.02/3.93
Ay(+) (cm <sup>2</sup> /m)	3.02/3.93 3.02/3.93	3.02/3.93	<b>3.59/3.93</b>
Ay(-) (cm <sup>2</sup> /m)	3.02/3.93 <b>3.02/3.93</b>	3.02/3.93	3.02/3.93

Coordenadas (m)	10.00;3.00	6.00;4.00	7.00;0.00
	6.00;4.00		
Coordenadas* (m)	10.00;23.00;0.00		6.00;24.00;0.00
	7.00;20.00;0.00		6.00;24.00;0.00

\* - Coordenadas en el sistema global de la estructura

#### 2.5.4. Flecha

$$|f(+)| = 0.00000 \text{ (cm)} \leq f_{dop(+)} = 3.00000 \text{ (cm)}$$

$$|f(-)| = 0.00000 \text{ (cm)} \leq f_{dop(-)} = 3.00000 \text{ (cm)}$$

### 3. Losa: Pletina249...263 - panel n.º 251

#### 3.1. Armadura:

- Tipo : Losa de planta de hormigón armado.1
- Dirección armaduras principales : 0°
- Clase de armaduras principales : B 500 S; resistencia característica = 50985.81 T/m<sup>2</sup>
- Diámetro de las barras
 

inferiores	d1 = 1.0 (cm)	d2 = 1.0 (cm)
superiores	d1 = 1.0 (cm)	d2 = 1.0 (cm)
- Recubrimiento de la armadura
 

inferior	c1 = 3.0 (cm)
superior	c2 = 3.0 (cm)

#### 3.2. Hormigón:

- Clase : 210; resistencia característica = 2243.38 T/m<sup>2</sup>
- Densidad : 2501.36 (kG/m<sup>3</sup>)

#### 3.3. hipótesis

- Cálculos para la armadura requerida según : ACI 318M-14
- Cálculos para la armadura proporcionada según : ACI 318M-14
- Método de cálculo de la sección de armadura : Analítica
- Flecha admisible : 3.00000 (cm)
- Verificación del punzonamiento : sí
- Tipo de cálculos : flexión simple

#### 3.4. Geometría de la losa

Espesor 0.20 (m)

#### Contorno:

borde	inicio	fin	longitud
	x1 y1	x2 y2	(m)

1	10.00	5.00	15.00	5.00	5.00
2	15.00	5.00	15.00	0.00	5.00
3	15.00	0.00	10.00	0.00	5.00
4	10.00	0.00	10.00	5.00	5.00

**Apoyo:**

n°	Nombre	dimensiones (m)	coordenadas		borde
			x	y	
52	lineal	0.30 / 5.00	7.50	0.00	—
57	lineal	0.30 / 5.00	7.50	5.00	—
82	puntual	0.60 / 0.60	10.00	0.00	—
82	puntual	0.55 / 0.55	10.00	0.00	—
82	lineal	5.00 / 0.30	10.00	2.50	—
87	puntual	0.60 / 0.60	10.00	5.00	—
87	puntual	0.55 / 0.55	10.00	5.00	—
82	lineal	0.30 / 5.00	12.50	0.00	—
87	lineal	0.30 / 5.00	12.50	5.00	—
112	puntual	0.60 / 0.60	15.00	0.00	—
112	puntual	0.55 / 0.55	15.00	0.00	—
112	lineal	5.00 / 0.30	15.00	2.50	—
117	puntual	0.60 / 0.60	15.00	5.00	—
117	puntual	0.55 / 0.55	15.00	5.00	—
77	lineal	5.00 / 0.30	10.00	-2.50	—
107	lineal	5.00 / 0.30	15.00	-2.50	—

\* - presencia del capitel

**3.5. Resultados de los cálculos:**

**3.5.1. Momentos max. + armadura a flexión**

	Ax(+) Ay(-)	Ax(-)	Ay(+)	
Armadura real (cm <sup>2</sup> /m):	3.93	3.93	3.93	3.93
Armadura teórica modificada (cm <sup>2</sup> /m):	3.68	3.02	3.91	3.02
Armadura teórica inicial (cm <sup>2</sup> /m):	3.68	3.02	3.91	3.02
Coordenadas (m):	10.00;3.00 11.00;4.00	11.00;4.00	13.00;0.00	

**3.5.2. Momentos max. + armadura a flexión**

	Ax(+) Ay(-)	Ax(-)	Ay(+)
Símbolos: sección teórica/sección real			
Ax(+) (cm <sup>2</sup> /m)	<b>3.68/3.93</b> 3.02/3.93	3.02/3.93	0.00/3.93
Ax(-) (cm <sup>2</sup> /m)	3.02/4.03 3.02/3.93	<b>3.02/3.93</b>	3.02/3.93
Ay(+) (cm <sup>2</sup> /m)	3.02/3.93 3.06/3.93	3.06/3.93	<b>3.91/3.93</b>
Ay(-) (cm <sup>2</sup> /m)	3.02/3.93 <b>3.02/3.93</b>	3.02/3.93	3.02/3.93
Coordenadas (m)	10.00;3.00 11.00;4.00	11.00;4.00	13.00;0.00
Coordenadas* (m)	10.00;23.00;0.00 13.00;20.00;0.00		11.00;24.00;0.00 11.00;24.00;0.00
	* - Coordenadas en el sistema global de la estructura		

#### 3.5.4. Flecha

$$|f(+)| = 0.00000 \text{ (cm)} \leq f_{dop(+)} = 3.00000 \text{ (cm)}$$

$$|f(-)| = 0.00000 \text{ (cm)} \leq f_{dop(-)} = 3.00000 \text{ (cm)}$$

### 4. Losa: Pletina249...263 - panel n.º 252

#### 4.1. Armadura:

- Tipo : Losa de planta de hormigón armado.1
- Dirección armaduras principales: 0°
- Clase de armaduras principales : B 500 S; resistencia característica = 50985.81 T/m<sup>2</sup>
- Diámetro de las barras inferiores d1 = 1.0 (cm) d2 = 1.0 (cm)  
superiores d1 = 1.0 (cm) d2 = 1.0 (cm)
- Recubrimiento de la armadura inferior c1 = 3.0 (cm)  
superior c2 = 3.0 (cm)

#### 4.2. Hormigón:

- Clase : 210; resistencia característica = 2243.38 T/m<sup>2</sup>
- Densidad : 2501.36 (kG/m<sup>3</sup>)

#### 4.3. hipótesis

- Cálculos para la armadura requerida según : ACI 318M-14
- Cálculos para la armadura proporcionada según : ACI 318M-14



- Método de cálculo de la sección de armadura : Analítica
- Flecha admisible : 3.00000 (cm)
- Verificación del punzonamiento : sí
- Tipo de cálculos : flexión simple

#### 4.4. Geometría de la losa

Espesor 0.20 (m)

##### Contorno:

borde	inicio		fin		longitud (m)
	x1	y1	x2	y2	
1	10.00	0.00	15.00	0.00	5.00
2	15.00	0.00	15.00	-5.00	5.00
3	15.00	-5.00	10.00	-5.00	5.00
4	10.00	-5.00	10.00	0.00	5.00

##### Apoyo:

n°	Nombre	dimensiones (m)	coordenadas		borde
			x	y	
52	lineal	0.30 / 5.00	7.50	0.00	—
82	puntual	0.60 / 0.60	10.00	0.00	—
82	puntual	0.55 / 0.55	10.00	0.00	—
82	lineal	5.00 / 0.30	10.00	2.50	—
82	lineal	0.30 / 5.00	12.50	0.00	—
112	puntual	0.60 / 0.60	15.00	0.00	—
112	puntual	0.55 / 0.55	15.00	0.00	—
112	lineal	5.00 / 0.30	15.00	2.50	—
77	puntual	0.60 / 0.60	10.00	-5.00	—
77	puntual	0.55 / 0.55	10.00	-5.00	—
77	lineal	5.00 / 0.30	10.00	-2.50	—
77	lineal	0.30 / 5.00	12.50	-5.00	—
107	puntual	0.60 / 0.60	15.00	-5.00	—
107	puntual	0.55 / 0.55	15.00	-5.00	—
107	lineal	5.00 / 0.30	15.00	-2.50	—
47	lineal	0.30 / 5.00	7.50	-5.00	—
72	lineal	5.00 / 0.30	10.00	-7.50	—
102	lineal	5.00 / 0.30	15.00	-7.50	—

\* - presencia del capitel

#### 4.5. Resultados de los cálculos:

##### 4.5.1. Momentos max. + armadura a flexión

Ax(+)  
Ax(-)  
Ay(+)  
Ay(-)

Armadura real (cm <sup>2</sup> /m):	3.93	3.93	3.93	3.93
Armadura teórica modificada (cm <sup>2</sup> /m):	3.42	3.02	3.86	3.02
Armadura teórica inicial (cm <sup>2</sup> /m):	3.42	3.02	3.86	3.02
Coordenadas (m):	10.00;-3.00 11.00;-1.00	11.00;-1.00	13.00;0.00	

#### 4.5.2. Momentos max. + armadura a flexión

	Ax(+) Ay(-)	Ax(-)	Ay(+)
Símbolos: sección teórica/sección real			
Ax(+) (cm <sup>2</sup> /m)	<b>3.42/3.93</b> 3.02/3.93	3.02/3.93	0.00/3.93
Ax(-) (cm <sup>2</sup> /m)	3.02/4.03 3.02/3.93	<b>3.02/3.93</b>	3.02/3.93
Ay(+) (cm <sup>2</sup> /m)	0.00/3.93 3.02/3.93	3.02/3.93	<b>3.86/3.93</b>
Ay(-) (cm <sup>2</sup> /m)	3.02/3.93 <b>3.02/3.93</b>	3.02/3.93	3.02/3.93
Coordenadas (m)	10.00;-3.00 11.00;-1.00	11.00;-1.00	13.00;0.00
Coordenadas* (m)	10.00;17.00;0.00 13.00;20.00;0.00		11.00;19.00;0.00 11.00;19.00;0.00
	* - Coordenadas en el sistema global de la estructura		

#### 4.5.4. Flecha

|f(+)| = 0.00000 (cm) <= fdop(+) = 3.00000 (cm)

|f(-)| = 0.00000 (cm) <= fdop(-) = 3.00000 (cm)

### 5. Losa: Pletina249...263 - panel n.º 253

#### 5.1. Armadura:

- Tipo : Losa de planta de hormigón armado.1
- Dirección armaduras principales : 0°
- Clase de armaduras principales : B 500 S; resistencia característica = 50985.81 T/m<sup>2</sup>
- Diámetro de las barras inferiores d1 = 1.0 (cm) d2 = 1.0 (cm)

- Recubrimiento de la armadura superiores  $d1 = 1.0$  (cm)  $d2 = 1.0$  (cm)  
inferior  $c1 = 3.0$  (cm)  
superior  $c2 = 3.0$  (cm)

## 5.2. Hormigón:

- Clase : 210; resistencia característica = 2243.38 T/m<sup>2</sup>
- Densidad : 2501.36 (kG/m<sup>3</sup>)

## 5.3. hipótesis

- Cálculos para la armadura requerida según : ACI 318M-14
- Cálculos para la armadura proporcionada según : ACI 318M-14
- Método de cálculo de la sección de armadura : Analítica
- Flecha admisible : 3.00000 (cm)
- Verificación del punzonamiento : sí
- Tipo de cálculos : flexión simple

## 5.4. Geometría de la losa

Espesor 0.20 (m)

### Contorno:

borde	inicio		fin		longitud (m)
	x1	y1	x2	y2	
1	10.00	-5.00	5.00	-5.00	5.00
2	5.00	-5.00	5.00	0.00	5.00
3	5.00	0.00	10.00	0.00	5.00
4	10.00	0.00	10.00	-5.00	5.00

### Apoyo:

n°	Nombre	dimensiones (m)	coordenadas		borde
			x	y	
22	lineal	0.30 / 5.00	2.50	0.00	—
52	puntual	0.60 / 0.60	5.00	0.00	—
52	puntual	0.55 / 0.55	5.00	0.00	—
52	lineal	5.00 / 0.30	5.00	2.50	—
52	lineal	0.30 / 5.00	7.50	0.00	—
82	puntual	0.60 / 0.60	10.00	0.00	—
82	puntual	0.55 / 0.55	10.00	0.00	—
82	lineal	5.00 / 0.30	10.00	2.50	—
82	lineal	0.30 / 5.00	12.50	0.00	—
77	puntual	0.60 / 0.60	10.00	-5.00	—
77	puntual	0.55 / 0.55	10.00	-5.00	—
77	lineal	5.00 / 0.30	10.00	-2.50	—
77	lineal	0.30 / 5.00	12.50	-5.00	—
47	puntual	0.60 / 0.60	5.00	-5.00	—
47	puntual	0.55 / 0.55	5.00	-5.00	—

47	lineal	5.00 / 0.30	5.00	-2.50	—
47	lineal	0.30 / 5.00	7.50	-5.00	—
17	lineal	0.30 / 5.00	2.50	-5.00	—
42	lineal	5.00 / 0.30	5.00	-7.50	—
72	lineal	5.00 / 0.30	10.00	-7.50	—

\* - presencia del capitel

## 5.5. Resultados de los cálculos:

### 5.5.1. Momentos max. + armadura a flexión

	Ax(+) Ay(-)	Ax(-)	Ay(+)	
Armadura real (cm2/m):	3.93	3.93	3.93	3.93
Armadura teórica modificada (cm2/m):	3.37	3.02	3.54	3.02
Armadura teórica inicial (cm2/m):	3.37	3.02	3.54	3.02
Coordenadas (m):	10.00;-3.00 9.00;-4.00	9.00;-4.00	8.00;0.00	

### 5.5.2. Momentos max. + armadura a flexión

	Ax(+) Ay(-)	Ax(-)	Ay(+)
Símbolos: sección teórica/sección real			
Ax(+) (cm2/m)	<b>3.37/3.93</b> 3.02/3.93	3.02/3.93	3.02/3.93
Ax(-) (cm2/m)	3.02/4.03 3.02/3.93	<b>3.02/3.93</b>	3.02/3.93
Ay(+) (cm2/m)	3.02/3.93 3.02/3.93	3.02/3.93	<b>3.54/3.93</b>
Ay(-) (cm2/m)	3.02/3.93 <b>3.02/3.93</b>	3.02/3.93	3.02/3.93
Coordenadas (m)	10.00;-3.00 9.00;-4.00	9.00;-4.00	8.00;0.00
Coordenadas* (m)	10.00;17.00;0.00 8.00;20.00;0.00		9.00;16.00;0.00 9.00;16.00;0.00
	* - Coordenadas en el sistema global de la estructura		

#### 5.5.4. Flecha

$$|f(+)| = 0.00000 \text{ (cm)} \leq f_{dop(+)} = 3.00000 \text{ (cm)}$$

$$|f(-)| = 0.00000 \text{ (cm)} \leq f_{dop(-)} = 3.00000 \text{ (cm)}$$

### 6. Losa: Pletina249...263 - panel n.º 254

#### 6.1. Armadura:

- Tipo : Losa de planta de hormigón armado.1
- Dirección armaduras principales: 0°
- Clase de armaduras principales : B 500 S; resistencia característica = 50985.81 T/m<sup>2</sup>
- Diámetro de las barras inferiores d1 = 1.0 (cm) d2 = 1.0 (cm)  
superiores d1 = 1.0 (cm) d2 = 1.0 (cm)
- Recubrimiento de la armadura inferior c1 = 3.0 (cm)  
superior c2 = 3.0 (cm)

#### 6.2. Hormigón:

- Clase : 210; resistencia característica = 2243.38 T/m<sup>2</sup>
- Densidad : 2501.36 (kG/m<sup>3</sup>)

#### 6.3. hipótesis

- Cálculos para la armadura requerida según : ACI 318M-14
- Cálculos para la armadura proporcionada según : ACI 318M-14
- Método de cálculo de la sección de armadura : Analítica
- Flecha admisible : 3.00000 (cm)
- Verificación del punzonamiento : sí
- Tipo de cálculos : flexión simple

#### 6.4. Geometría de la losa

Espesor 0.20 (m)

#### Contorno:

borde	inicio		fin		longitud (m)
	x1	y1	x2	y2	
1	0.00	0.00	0.00	-5.00	5.00
2	0.00	-5.00	5.00	-5.00	5.00
3	5.00	-5.00	5.00	0.00	5.00
4	5.00	0.00	0.00	0.00	5.00

#### Apoyo:

nº	Nombre	dimensiones	coordenadas	borde
----	--------	-------------	-------------	-------

		(m)	x	y	
22	puntual	0.60 / 0.60	0.00	0.00	—
22	puntual	0.55 / 0.55	0.00	0.00	—
22	lineal	5.00 / 0.30	0.00	2.50	—
22	lineal	0.30 / 5.00	2.50	0.00	—
52	puntual	0.60 / 0.60	5.00	0.00	—
52	puntual	0.55 / 0.55	5.00	0.00	—
52	lineal	5.00 / 0.30	5.00	2.50	—
52	lineal	0.30 / 5.00	7.50	0.00	—
47	puntual	0.60 / 0.60	5.00	-5.00	—
47	puntual	0.55 / 0.55	5.00	-5.00	—
47	lineal	5.00 / 0.30	5.00	-2.50	—
47	lineal	0.30 / 5.00	7.50	-5.00	—
17	puntual	0.60 / 0.60	0.00	-5.00	—
17	puntual	0.55 / 0.55	0.00	-5.00	—
17	lineal	5.00 / 0.30	0.00	-2.50	—
17	lineal	0.30 / 5.00	2.50	-5.00	—
12	lineal	5.00 / 0.30	0.00	-7.50	—
42	lineal	5.00 / 0.30	5.00	-7.50	—

\* - presencia del capitel

## 6.5. Resultados de los cálculos:

### 6.5.1. Momentos max. + armadura a flexión

	Ax(+) Ay(-)	Ax(-)	Ay(+)	
Armadura real (cm <sup>2</sup> /m):	3.93	3.93	3.93	3.93
Armadura teórica modificada (cm <sup>2</sup> /m):	3.63	3.02	3.59	3.02
Armadura teórica inicial (cm <sup>2</sup> /m):	3.63	3.02	3.59	3.02
Coordenadas (m):	2.00;0.00 1.00;-1.00	1.00;-1.00	5.00;-3.00	

### 6.5.2. Momentos max. + armadura a flexión

	Ax(+) Ay(-)	Ax(-)	Ay(+)
Símbolos: sección teórica/sección real			
Ax(+) (cm <sup>2</sup> /m)	<b>3.63/3.93</b> 3.02/3.93	3.02/3.93	0.00/3.93

Ax(-) (cm <sup>2</sup> /m)	3.02/3.93 3.02/3.93	<b>3.02/3.93</b>	3.02/3.93
Ay(+) (cm <sup>2</sup> /m)	3.02/3.93 3.02/3.93	3.02/3.93	<b>3.59/3.93</b>
Ay(-) (cm <sup>2</sup> /m)	3.02/3.93 <b>3.02/3.93</b>	3.02/3.93	3.02/3.93
Coordenadas (m)	2.00;0.00 1.00;-1.00	1.00;-1.00	5.00;-3.00
Coordenadas* (m)	2.00;20.00;0.00 5.00;17.00;0.00		1.00;19.00;0.00 1.00;19.00;0.00

\* - Coordenadas en el sistema global de la estructura

#### 6.5.4. Flecha

$$|f(+)| = 0.00000 \text{ (cm)} \leq f_{dop(+)} = 3.00000 \text{ (cm)}$$

$$|f(-)| = 0.00000 \text{ (cm)} \leq f_{dop(-)} = 3.00000 \text{ (cm)}$$

### 7. Losa: Pletina249...263 - panel n.º 255

#### 7.1. Armadura:

- Tipo : Losa de planta de hormigón armado.1
- Dirección armaduras principales : 0°
- Clase de armaduras principales : B 500 S; resistencia característica = 50985.81 T/m<sup>2</sup>
- Diámetro de las barras inferiores d1 = 1.0 (cm) d2 = 1.0 (cm)  
superiores d1 = 1.0 (cm) d2 = 1.0 (cm)
- Recubrimiento de la armadura inferior c1 = 3.0 (cm)  
superior c2 = 3.0 (cm)

#### 7.2. Hormigón:

- Clase : 210; resistencia característica = 2243.38 T/m<sup>2</sup>
- Densidad : 2501.36 (kG/m<sup>3</sup>)

#### 7.3. hipótesis

- Cálculos para la armadura requerida según : ACI 318M-14
- Cálculos para la armadura proporcionada según : ACI 318M-14
- Método de cálculo de la sección de armadura : Analítica
- Flecha admisible : 3.00000 (cm)
- Verificación del punzonamiento : sí
- Tipo de cálculos : flexión simple

## 7.4. Geometría de la losa

Espesor 0.20 (m)

### Contorno:

borde	inicio		fin		longitud (m)
	x1	y1	x2	y2	
1	0.00	-5.00	0.00	-10.00	5.00
2	0.00	-10.00	5.00	-10.00	5.00
3	5.00	-10.00	5.00	-5.00	5.00
4	5.00	-5.00	0.00	-5.00	5.00

### Apoyo:

n°	Nombre	dimensiones (m)	coordenadas		borde
			x	y	
47	puntual	0.60 / 0.60	5.00	-5.00	—
47	puntual	0.55 / 0.55	5.00	-5.00	—
47	lineal	5.00 / 0.30	5.00	-2.50	—
47	lineal	0.30 / 5.00	7.50	-5.00	—
17	puntual	0.60 / 0.60	0.00	-5.00	—
17	puntual	0.55 / 0.55	0.00	-5.00	—
17	lineal	5.00 / 0.30	0.00	-2.50	—
17	lineal	0.30 / 5.00	2.50	-5.00	—
12	puntual	0.60 / 0.60	0.00	-10.00	—
12	puntual	0.55 / 0.55	0.00	-10.00	—
12	lineal	5.00 / 0.30	0.00	-7.50	—
12	lineal	0.30 / 5.00	2.50	-10.00	—
42	puntual	0.60 / 0.60	5.00	-10.00	—
42	puntual	0.55 / 0.55	5.00	-10.00	—
42	lineal	5.00 / 0.30	5.00	-7.50	—
42	lineal	0.30 / 5.00	7.50	-10.00	—
37	lineal	5.00 / 0.30	5.00	-12.50	—
7	lineal	5.00 / 0.30	0.00	-12.50	—

\* - presencia del capitel

## 7.5. Resultados de los cálculos:

### 7.5.1. Momentos max. + armadura a flexión

	Ax(+)	Ax(-)	Ay(+)	
	Ay(-)			
Armadura real (cm <sup>2</sup> /m):	3.93	3.93	3.93	3.93
Armadura teórica modificada (cm <sup>2</sup> /m):	3.59	3.02	3.60	3.02



Armadura teórica inicial (cm <sup>2</sup> /m):	3.59	3.02	3.60	3.02
Coordenadas (m):	2.00;-10.00 1.00;-6.00	1.00;-6.00	5.00;-8.00	

### 7.5.2. Momentos max. + armadura a flexión

	Ax(+) Ay(-)	Ax(-)	Ay(+)
Símbolos: sección teórica/sección real			
Ax(+) (cm <sup>2</sup> /m)	<b>3.59/3.93</b> 3.02/3.93	3.02/3.93	0.00/3.93
Ax(-) (cm <sup>2</sup> /m)	3.02/3.93	<b>3.02/3.93</b> 3.02/3.93	3.02/3.93
Ay(+) (cm <sup>2</sup> /m)	3.02/3.93	3.02/3.93	<b>3.60/3.93</b> 3.02/3.93
Ay(-) (cm <sup>2</sup> /m)	3.02/3.93 <b>3.02/3.93</b>	3.02/3.93	3.02/3.93
Coordenadas (m)	2.00;-10.00 1.00;-6.00	1.00;-6.00	5.00;-8.00
Coordenadas* (m)	2.00;10.00;0.00 5.00;12.00;0.00		1.00;14.00;0.00 1.00;14.00;0.00
	* - Coordenadas en el sistema global de la estructura		

### 7.5.4. Flecha

$$|f(+)| = 0.00000 \text{ (cm)} \leq f_{dop(+)} = 3.00000 \text{ (cm)}$$

$$|f(-)| = 0.00000 \text{ (cm)} \leq f_{dop(-)} = 3.00000 \text{ (cm)}$$

## 8. Losa: Pletina249...263 - panel n.º 256

### 8.1. Armadura:

- Tipo : Losa de planta de hormigón armado.1
- Dirección armaduras principales : 0°
- Clase de armaduras principales : B 500 S; resistencia característica = 50985.81 T/m<sup>2</sup>
- Diámetro de las barras inferiores d1 = 1.0 (cm) d2 = 1.0 (cm)  
superiores d1 = 1.0 (cm) d2 = 1.0 (cm)
- Recubrimiento de la armadura inferior c1 = 3.0 (cm)  
superior c2 = 3.0 (cm)

### 8.2. Hormigón:

- Clase : 210; resistencia característica = 2243.38 T/m<sup>2</sup>
- Densidad : 2501.36 (kG/m<sup>3</sup>)

### 8.3. hipótesis

- Cálculos para la armadura requerida según : ACI 318M-14
- Cálculos para la armadura proporcionada según : ACI 318M-14
- Método de cálculo de la sección de armadura : Analítica
- Flecha admisible : 3.00000 (cm)
- Verificación del punzonamiento : sí
- Tipo de cálculos : flexión simple

### 8.4. Geometría de la losa

Espesor 0.20 (m)

#### Contorno:

borde	inicio		fin		longitud (m)
	x1	y1	x2	y2	
1	5.00	-10.00	10.00	-10.00	5.00
2	10.00	-10.00	10.00	-5.00	5.00
3	10.00	-5.00	5.00	-5.00	5.00
4	5.00	-5.00	5.00	-10.00	5.00

#### Apoyo:

n°	Nombre	dimensiones (m)	coordenadas		borde
			x	y	
77	puntual	0.60 / 0.60	10.00	-5.00	—
77	puntual	0.55 / 0.55	10.00	-5.00	—
77	lineal	5.00 / 0.30	10.00	-2.50	—
77	lineal	0.30 / 5.00	12.50	-5.00	—
47	puntual	0.60 / 0.60	5.00	-5.00	—
47	puntual	0.55 / 0.55	5.00	-5.00	—
47	lineal	5.00 / 0.30	5.00	-2.50	—
47	lineal	0.30 / 5.00	7.50	-5.00	—
17	lineal	0.30 / 5.00	2.50	-5.00	—
12	lineal	0.30 / 5.00	2.50	-10.00	—
42	puntual	0.60 / 0.60	5.00	-10.00	—
42	puntual	0.55 / 0.55	5.00	-10.00	—
42	lineal	5.00 / 0.30	5.00	-7.50	—
42	lineal	0.30 / 5.00	7.50	-10.00	—
72	puntual	0.60 / 0.60	10.00	-10.00	—
72	puntual	0.55 / 0.55	10.00	-10.00	—
72	lineal	5.00 / 0.30	10.00	-7.50	—
72	lineal	0.30 / 5.00	12.50	-10.00	—
67	lineal	5.00 / 0.30	10.00	-12.50	—
37	lineal	5.00 / 0.30	5.00	-12.50	—

\* - presencia del capitel

## 8.5. Resultados de los cálculos:

### 8.5.1. Momentos max. + armadura a flexión

	Ax(+) Ay(-)	Ax(-)	Ay(+)	
Armadura real (cm <sup>2</sup> /m):	3.93	3.93	3.93	3.93
Armadura teórica modificada (cm <sup>2</sup> /m):	3.37	3.02	3.49	3.02
Armadura teórica inicial (cm <sup>2</sup> /m):	3.37	3.02	3.49	3.02
Coordenadas (m):	10.00;-8.00 6.00;-9.00	6.00;-9.00	7.00;-5.00	

### 8.5.2. Momentos max. + armadura a flexión

	Ax(+) Ay(-)	Ax(-)	Ay(+)
Símbolos: sección teórica/sección real			
Ax(+) (cm <sup>2</sup> /m)	<b>3.37/3.93</b> 3.02/3.93	3.02/3.93	3.02/3.93
Ax(-) (cm <sup>2</sup> /m)	3.02/4.03 3.02/3.93	<b>3.02/3.93</b>	3.02/3.93
Ay(+) (cm <sup>2</sup> /m)	3.02/3.93 3.02/3.93	3.02/3.93	<b>3.49/3.93</b>
Ay(-) (cm <sup>2</sup> /m)	3.02/3.93 <b>3.02/3.93</b>	3.02/3.93	3.02/3.93
Coordenadas (m)	10.00;-8.00 6.00;-9.00	6.00;-9.00	7.00;-5.00
Coordenadas* (m)	10.00;12.00;0.00 7.00;15.00;0.00		6.00;11.00;0.00 6.00;11.00;0.00
	* - Coordenadas en el sistema global de la estructura		

### 8.5.4. Flecha

|f(+)| = 0.00000 (cm) <= fdop(+) = 3.00000 (cm)

|f(-)| = 0.00000 (cm) <= fdop(-) = 3.00000 (cm)

## 9. Losa: Pletina249...263 - panel n.º 257

### 9.1. Armadura:

- Tipo : Losa de planta de hormigón armado.1
- Dirección armaduras principales : 0°
- Clase de armaduras principales : B 500 S; resistencia característica = 50985.81 T/m<sup>2</sup>
- Diámetro de las barras inferiores d1 = 1.0 (cm) d2 = 1.0 (cm)  
superiores d1 = 1.0 (cm) d2 = 1.0 (cm)
- Recubrimiento de la armadura inferior c1 = 3.0 (cm)  
superior c2 = 3.0 (cm)

### 9.2. Hormigón:

- Clase : 210; resistencia característica = 2243.38 T/m<sup>2</sup>
- Densidad : 2501.36 (kG/m<sup>3</sup>)

### 9.3. hipótesis

- Cálculos para la armadura requerida según : ACI 318M-14
- Cálculos para la armadura proporcionada según : ACI 318M-14
- Método de cálculo de la sección de armadura : Analítica
- Flecha admisible : 3.00000 (cm)
- Verificación del punzonamiento : sí
- Tipo de cálculos : flexión simple

### 9.4. Geometría de la losa

Espesor 0.20 (m)

#### Contorno:

borde	inicio		fin		longitud (m)
	x1	y1	x2	y2	
1	10.00	-5.00	15.00	-5.00	5.00
2	15.00	-5.00	15.00	-10.00	5.00
3	15.00	-10.00	10.00	-10.00	5.00
4	10.00	-10.00	10.00	-5.00	5.00

#### Apoyo:

nº	Nombre	dimensiones (m)	coordenadas		borde
			x	y	
77	puntual	0.60 / 0.60	10.00	-5.00	—
77	puntual	0.55 / 0.55	10.00	-5.00	—
77	lineal	5.00 / 0.30	10.00	-2.50	—
77	lineal	0.30 / 5.00	12.50	-5.00	—

107	puntual	0.60 / 0.60	15.00	-5.00	—
107	puntual	0.55 / 0.55	15.00	-5.00	—
107	lineal	5.00 / 0.30	15.00	-2.50	—
47	lineal	0.30 / 5.00	7.50	-5.00	—
42	lineal	0.30 / 5.00	7.50	-10.00	—
72	puntual	0.60 / 0.60	10.00	-10.00	—
72	puntual	0.55 / 0.55	10.00	-10.00	—
72	lineal	5.00 / 0.30	10.00	-7.50	—
72	lineal	0.30 / 5.00	12.50	-10.00	—
102	puntual	0.60 / 0.60	15.00	-10.00	—
102	puntual	0.55 / 0.55	15.00	-10.00	—
102	lineal	5.00 / 0.30	15.00	-7.50	—
67	lineal	5.00 / 0.30	10.00	-12.50	—
97	lineal	5.00 / 0.30	15.00	-12.50	—

\* - presencia del capitel

## 9.5. Resultados de los cálculos:

### 9.5.1. Momentos max. + armadura a flexión

	Ax(+) Ay(-)	Ax(-)	Ay(+)	
Armadura real (cm <sup>2</sup> /m):	3.93	3.93	3.93	3.93
Armadura teórica modificada (cm <sup>2</sup> /m):	3.42	3.02	3.81	3.02
Armadura teórica inicial (cm <sup>2</sup> /m):	3.42	3.02	3.81	3.02
Coordenadas (m):	10.00;-8.00 11.00;-6.00	11.00;-6.00	13.00;-10.00	

### 9.5.2. Momentos max. + armadura a flexión

	Ax(+) Ay(-)	Ax(-)	Ay(+)
Símbolos: sección teórica/sección real			
Ax(+) (cm <sup>2</sup> /m)	<b>3.42/3.93</b> 3.02/3.93	3.02/3.93	0.00/3.93
Ax(-) (cm <sup>2</sup> /m)	3.02/4.03 3.02/3.93	<b>3.02/3.93</b>	3.02/3.93
Ay(+) (cm <sup>2</sup> /m)	0.00/3.93 3.02/3.93	3.02/3.93	<b>3.81/3.93</b>

Ay(-) (cm <sup>2</sup> /m)	3.02/3.93 <b>3.02/3.93</b>	3.02/3.93	3.02/3.93
Coordenadas (m)	10.00;-8.00 11.00;-6.00	11.00;-6.00	13.00;-10.00
Coordenadas* (m)	10.00;12.00;0.00 13.00;10.00;0.00		11.00;14.00;0.00 11.00;14.00;0.00

\* - Coordenadas en el sistema global de la estructura

#### 9.5.4. Flecha

$|f(+)| = 0.00000 \text{ (cm)} \leq f_{dop(+)} = 3.00000 \text{ (cm)}$

$|f(-)| = 0.00000 \text{ (cm)} \leq f_{dop(-)} = 3.00000 \text{ (cm)}$

### 10. Losa: Pletina249...263 - panel n.º 258

#### 10.1. Armadura:

- Tipo : Losa de planta de hormigón armado.1
- Dirección armaduras principales: 0°
- Clase de armaduras principales : B 500 S; resistencia característica = 50985.81 T/m<sup>2</sup>
- Diámetro de las barras inferiores d1 = 1.0 (cm) d2 = 1.0 (cm)  
superiores d1 = 1.0 (cm) d2 = 1.0 (cm)
- Recubrimiento de la armadura inferior c1 = 3.0 (cm)  
superior c2 = 3.0 (cm)

#### 10.2. Hormigón:

- Clase : 210; resistencia característica = 2243.38 T/m<sup>2</sup>
- Densidad : 2501.36 (kG/m<sup>3</sup>)

#### 10.3. hipótesis

- Cálculos para la armadura requerida según : ACI 318M-14
- Cálculos para la armadura proporcionada según : ACI 318M-14
- Método de cálculo de la sección de armadura : Analítica
- Flecha admisible : 3.00000 (cm)
- Verificación del punzonamiento : sí
- Tipo de cálculos : flexión simple

#### 10.4. Geometría de la losa

Espesor 0.20 (m)

**Contorno:**

borde	inicio		fin		longitud (m)
	x1	y1	x2	y2	
1	15.00	-10.00	15.00	-15.00	5.00
2	15.00	-15.00	10.00	-15.00	5.00
3	10.00	-15.00	10.00	-10.00	5.00
4	10.00	-10.00	15.00	-10.00	5.00

**Apoyo:**

n°	Nombre	dimensiones (m)	coordenadas		borde
			x	y	
42	lineal	0.30 / 5.00	7.50	-10.00	—
72	puntual	0.60 / 0.60	10.00	-10.00	—
72	puntual	0.55 / 0.55	10.00	-10.00	—
72	lineal	5.00 / 0.30	10.00	-7.50	—
72	lineal	0.30 / 5.00	12.50	-10.00	—
102	puntual	0.60 / 0.60	15.00	-10.00	—
102	puntual	0.55 / 0.55	15.00	-10.00	—
102	lineal	5.00 / 0.30	15.00	-7.50	—
67	puntual	0.60 / 0.60	10.00	-15.00	—
67	puntual	0.55 / 0.55	10.00	-15.00	—
67	lineal	5.00 / 0.30	10.00	-12.50	—
67	lineal	0.30 / 5.00	12.50	-15.00	—
97	puntual	0.60 / 0.60	15.00	-15.00	—
97	puntual	0.55 / 0.55	15.00	-15.00	—
97	lineal	5.00 / 0.30	15.00	-12.50	—
37	lineal	0.30 / 5.00	7.50	-15.00	—
62	lineal	5.00 / 0.30	10.00	-17.50	—
92	lineal	5.00 / 0.30	15.00	-17.50	—

\* - presencia del capitel

**10.5. Resultados de los cálculos:****10.5.1. Momentos max. + armadura a flexión**

	Ax(+) Ay(-)	Ax(-)	Ay(+)	
Armadura real (cm <sup>2</sup> /m):	3.93	3.93	3.93	3.93
Armadura teórica modificada (cm <sup>2</sup> /m):	3.63	3.02	3.59	3.02
Armadura teórica inicial (cm <sup>2</sup> /m):	3.63	3.02	3.59	3.02
Coordenadas (m):				

13.00;-15.00 14.00;-11.00 10.00;-12.00  
14.00;-11.00

### 10.5.2. Momentos max. + armadura a flexión

	Ax(+) Ay(-)	Ax(-)	Ay(+)
Símbolos: sección teórica/sección real			
Ax(+) (cm <sup>2</sup> /m)	<b>3.63/3.93</b> 3.02/3.93	3.02/3.93	3.02/3.93
Ax(-) (cm <sup>2</sup> /m)	3.02/3.93	<b>3.02/3.93</b> 3.02/3.93	3.02/3.93
Ay(+) (cm <sup>2</sup> /m)	3.02/3.93	3.02/3.93	<b>3.59/3.93</b> 3.02/3.93
Ay(-) (cm <sup>2</sup> /m)	3.02/3.93	3.02/3.93	3.02/3.93 <b>3.02/3.93</b>
Coordenadas (m)	13.00;-15.00 14.00;-11.00	14.00;-11.00	10.00;-12.00
Coordenadas* (m)	13.00;5.00;0.00 10.00;8.00;0.00		14.00;9.00;0.00 14.00;9.00;0.00
* - Coordenadas en el sistema global de la estructura			

### 10.5.4. Flecha

|f(+)| = 0.00000 (cm) <= fdop(+) = 3.00000 (cm)  
|f(-)| = 0.00000 (cm) <= fdop(-) = 3.00000 (cm)

## 11. Losa: Pletina249...263 - panel n.º 259

### 11.1. Armadura:

- Tipo : Losa de planta de hormigón armado.1
- Dirección armaduras principales : 0°
- Clase de armaduras principales : B 500 S; resistencia característica = 50985.81 T/m<sup>2</sup>
- Diámetro de las barras inferiores d1 = 1.0 (cm) d2 = 1.0 (cm)  
superiores d1 = 1.0 (cm) d2 = 1.0 (cm)
- Recubrimiento de la armadura inferior c1 = 3.0 (cm)  
superior c2 = 3.0 (cm)

### 11.2. Hormigón:

- Clase : 210; resistencia característica = 2243.38 T/m<sup>2</sup>
- Densidad : 2501.36 (kG/m<sup>3</sup>)



### 11.3. hipótesis

- Cálculos para la armadura requerida según : ACI 318M-14
- Cálculos para la armadura proporcionada según : ACI 318M-14
- Método de cálculo de la sección de armadura : Analítica
- Flecha admisible : 3.00000 (cm)
- Verificación del punzonamiento : sí
- Tipo de cálculos : flexión simple

### 11.4. Geometría de la losa

Espesor 0.20 (m)

#### Contorno:

borde	inicio		fin		longitud (m)
	x1	y1	x2	y2	
1	10.00	-15.00	5.00	-15.00	5.00
2	5.00	-15.00	5.00	-10.00	5.00
3	5.00	-10.00	10.00	-10.00	5.00
4	10.00	-10.00	10.00	-15.00	5.00

#### Apoyo:

n°	Nombre	dimensiones (m)	coordenadas		borde
			x	y	
12	lineal	0.30 / 5.00	2.50	-10.00	—
42	puntual	0.60 / 0.60	5.00	-10.00	—
42	puntual	0.55 / 0.55	5.00	-10.00	—
42	lineal	5.00 / 0.30	5.00	-7.50	—
42	lineal	0.30 / 5.00	7.50	-10.00	—
72	puntual	0.60 / 0.60	10.00	-10.00	—
72	puntual	0.55 / 0.55	10.00	-10.00	—
72	lineal	5.00 / 0.30	10.00	-7.50	—
72	lineal	0.30 / 5.00	12.50	-10.00	—
67	puntual	0.60 / 0.60	10.00	-15.00	—
67	puntual	0.55 / 0.55	10.00	-15.00	—
67	lineal	5.00 / 0.30	10.00	-12.50	—
67	lineal	0.30 / 5.00	12.50	-15.00	—
37	puntual	0.60 / 0.60	5.00	-15.00	—
37	puntual	0.55 / 0.55	5.00	-15.00	—
37	lineal	5.00 / 0.30	5.00	-12.50	—
37	lineal	0.30 / 5.00	7.50	-15.00	—
7	lineal	0.30 / 5.00	2.50	-15.00	—
62	lineal	5.00 / 0.30	10.00	-17.50	—
32	lineal	5.00 / 0.30	5.00	-17.50	—

\* - presencia del capitel

## 11.5. Resultados de los cálculos:

### 11.5.1. Momentos max. + armadura a flexión

	Ax(+) Ay(-)	Ax(-)	Ay(+)	
Armadura real (cm <sup>2</sup> /m):	3.93	3.93	3.93	3.93
Armadura teórica modificada (cm <sup>2</sup> /m):	3.37	3.02	3.55	3.02
Armadura teórica inicial (cm <sup>2</sup> /m):	3.37	3.02	3.55	3.02
Coordenadas (m):	5.00;-12.00 9.00;-14.00	9.00;-14.00	8.00;-15.00	

### 11.5.2. Momentos max. + armadura a flexión

	Ax(+) Ay(-)	Ax(-)	Ay(+)
Símbolos: sección teórica/sección real			
Ax(+) (cm <sup>2</sup> /m)	<b>3.37/3.93</b> 3.02/3.93	3.02/3.93	3.02/3.93
Ax(-) (cm <sup>2</sup> /m)	3.02/3.93	<b>3.02/3.93</b> 3.02/3.93	3.02/3.93
Ay(+) (cm <sup>2</sup> /m)	0.00/3.93 3.02/3.93	3.02/3.93	<b>3.55/3.93</b>
Ay(-) (cm <sup>2</sup> /m)	3.02/3.93 <b>3.02/3.93</b>	3.02/3.93	3.02/3.93
Coordenadas (m)	5.00;-12.00 9.00;-14.00	9.00;-14.00	8.00;-15.00
Coordenadas* (m)	5.00;8.00;0.00 9.00;6.00;0.00	9.00;6.00;0.00	8.00;5.00;0.00
	* - Coordenadas en el sistema global de la estructura		

### 11.5.4. Flecha

|f(+)| = 0.00000 (cm) <= fdop(+) = 3.00000 (cm)

|f(-)| = 0.00000 (cm) <= fdop(-) = 3.00000 (cm)

## 12. Losa: Pletina249...263 - panel n.º 260

### 12.1. Armadura:

- Tipo : Losa de planta de hormigón armado.1
- Dirección armaduras principales: 0°
- Clase de armaduras principales : B 500 S; resistencia característica = 50985.81 T/m<sup>2</sup>
- Diámetro de las barras inferiores d1 = 1.0 (cm) d2 = 1.0 (cm)  
superiores d1 = 1.0 (cm) d2 = 1.0 (cm)
- Recubrimiento de la armadura inferior c1 = 3.0 (cm)  
superior c2 = 3.0 (cm)

### 12.2. Hormigón:

- Clase : 210; resistencia característica = 2243.38 T/m<sup>2</sup>
- Densidad : 2501.36 (kG/m<sup>3</sup>)

### 12.3. hipótesis

- Cálculos para la armadura requerida según : ACI 318M-14
- Cálculos para la armadura proporcionada según : ACI 318M-14
- Método de cálculo de la sección de armadura : Analítica
- Flecha admisible : 3.00000 (cm)
- Verificación del punzonamiento : sí
- Tipo de cálculos : flexión simple

### 12.4. Geometría de la losa

Espesor 0.20 (m)

#### Contorno:

borde	inicio		fin		longitud (m)
	x1	y1	x2	y2	
1	0.00	-10.00	0.00	-15.00	5.00
2	0.00	-15.00	5.00	-15.00	5.00
3	5.00	-15.00	5.00	-10.00	5.00
4	5.00	-10.00	0.00	-10.00	5.00

#### Apoyo:

n°	Nombre	dimensiones (m)	coordenadas		borde
			x	y	
12	puntual	0.60 / 0.60	0.00	-10.00	—
12	puntual	0.55 / 0.55	0.00	-10.00	—
12	lineal	5.00 / 0.30	0.00	-7.50	—
12	lineal	0.30 / 5.00	2.50	-10.00	—
42	puntual	0.60 / 0.60	5.00	-10.00	—
42	puntual	0.55 / 0.55	5.00	-10.00	—
42	lineal	5.00 / 0.30	5.00	-7.50	—

42	lineal	0.30 / 5.00	7.50	-10.00	—
37	puntual	0.60 / 0.60	5.00	-15.00	—
37	puntual	0.55 / 0.55	5.00	-15.00	—
37	lineal	5.00 / 0.30	5.00	-12.50	—
37	lineal	0.30 / 5.00	7.50	-15.00	—
7	puntual	0.60 / 0.60	0.00	-15.00	—
7	puntual	0.55 / 0.55	0.00	-15.00	—
7	lineal	5.00 / 0.30	0.00	-12.50	—
7	lineal	0.30 / 5.00	2.50	-15.00	—
32	lineal	5.00 / 0.30	5.00	-17.50	—
2	lineal	5.00 / 0.30	0.00	-17.50	—

\* - presencia del capitel

## 12.5. Resultados de los cálculos:

### 12.5.1. Momentos max. + armadura a flexión

	Ax(+) Ay(-)	Ax(-)	Ay(+)	
Armadura real (cm <sup>2</sup> /m):	4.13	3.93	3.93	3.93
Armadura teórica modificada (cm <sup>2</sup> /m):	3.63	3.02	3.59	3.02
Armadura teórica inicial (cm <sup>2</sup> /m):	3.63	3.02	3.59	3.02
Coordenadas (m):	2.00;-15.00 1.00;-11.00	1.00;-11.00	5.00;-12.00	

### 12.5.2. Momentos max. + armadura a flexión

	Ax(+) Ay(-)	Ax(-)	Ay(+)
Símbolos: sección teórica/sección real			
Ax(+) (cm <sup>2</sup> /m)	<b>3.63/4.13</b> 3.02/3.93	3.02/3.93	3.02/3.93
Ax(-) (cm <sup>2</sup> /m)	3.02/3.93 3.02/3.93	<b>3.02/3.93</b>	3.02/3.93
Ay(+) (cm <sup>2</sup> /m)	3.02/3.93 3.02/3.93	3.02/3.93	<b>3.59/3.93</b>
Ay(-) (cm <sup>2</sup> /m)	3.02/3.93 <b>3.02/3.93</b>	3.02/3.93	3.02/3.93

Coordenadas (m)	2.00;-15.00	1.00;-11.00	5.00;-12.00
	1.00;-11.00		
Coordenadas* (m)	2.00;5.00;0.00	1.00;9.00;0.00	5.00;8.00;0.00
	1.00;9.00;0.00		

\* - Coordenadas en el sistema global de la estructura

#### 12.5.4. Flecha

$$|f(+)| = 0.00000 \text{ (cm)} \leq f_{dop(+)} = 3.00000 \text{ (cm)}$$

$$|f(-)| = 0.00000 \text{ (cm)} \leq f_{dop(-)} = 3.00000 \text{ (cm)}$$

### 13. Losa: Pletina249...263 - panel n.º 261

#### 13.1. Armadura:

- Tipo : Losa de planta de hormigón armado.1
- Dirección armaduras principales : 0°
- Clase de armaduras principales : B 500 S; resistencia característica = 50985.81 T/m<sup>2</sup>
- Diámetro de las barras
 

inferiores	d1 = 1.0 (cm)	d2 = 1.0 (cm)
superiores	d1 = 1.0 (cm)	d2 = 1.0 (cm)
- Recubrimiento de la armadura
 

inferior	c1 = 3.0 (cm)
superior	c2 = 3.0 (cm)

#### 13.2. Hormigón:

- Clase : 210; resistencia característica = 2243.38 T/m<sup>2</sup>
- Densidad : 2501.36 (kG/m<sup>3</sup>)

#### 13.3. hipótesis

- Cálculos para la armadura requerida según : ACI 318M-14
- Cálculos para la armadura proporcionada según : ACI 318M-14
- Método de cálculo de la sección de armadura : Analítica
- Flecha admisible : 3.00000 (cm)
- Verificación del punzonamiento : sí
- Tipo de cálculos : flexión simple

#### 13.4. Geometría de la losa

Espesor 0.20 (m)

#### Contorno:

borde	inicio		fin		longitud
	x1	y1	x2	y2	(m)

1	15.00	-15.00	15.00	-20.00	5.00
2	15.00	-20.00	10.00	-20.00	5.00
3	10.00	-20.00	10.00	-15.00	5.00
4	10.00	-15.00	15.00	-15.00	5.00

**Apoyo:**

n°	Nombre	dimensiones (m)	coordenadas		borde
			x	y	
67	puntual	0.60 / 0.60	10.00	-15.00	—
67	puntual	0.55 / 0.55	10.00	-15.00	—
67	lineal	5.00 / 0.30	10.00	-12.50	—
67	lineal	0.30 / 5.00	12.50	-15.00	—
97	puntual	0.60 / 0.60	15.00	-15.00	—
97	puntual	0.55 / 0.55	15.00	-15.00	—
97	lineal	5.00 / 0.30	15.00	-12.50	—
37	lineal	0.30 / 5.00	7.50	-15.00	—
62	puntual	0.60 / 0.60	10.00	-20.00	—
62	puntual	0.55 / 0.55	10.00	-20.00	—
62	lineal	5.00 / 0.30	10.00	-17.50	—
62	lineal	0.30 / 5.00	12.50	-20.00	—
92	puntual	0.60 / 0.60	15.00	-20.00	—
92	puntual	0.55 / 0.55	15.00	-20.00	—
92	lineal	5.00 / 0.30	15.00	-17.50	—
32	lineal	0.30 / 5.00	7.50	-20.00	—

\* - presencia del capitel

**13.5. Resultados de los cálculos:**

**13.5.1. Momentos max. + armadura a flexión**

	Ax(+)	Ax(-)	Ay(+)	
	Ay(-)			
Armadura real (cm <sup>2</sup> /m):	3.93	3.93	7.85	3.93
Armadura teórica modificada (cm <sup>2</sup> /m):	3.68	3.02	3.93	3.02
Armadura teórica inicial (cm <sup>2</sup> /m):	3.68	3.02	3.93	3.02
Coordenadas (m):	13.00;-15.00	14.00;-16.00	10.00;-18.00	
	14.00;-16.00			

**13.5.2. Momentos max. + armadura a flexión**

	<b>Ax(+)</b> <b>Ay(-)</b>	<b>Ax(-)</b>	<b>Ay(+)</b>
Símbolos: sección teórica/sección real			
Ax(+) (cm <sup>2</sup> /m)	<b>3.68/3.93</b> 3.02/3.93	3.02/3.93	0.00/3.93
Ax(-) (cm <sup>2</sup> /m)	3.02/3.93 3.02/3.93	<b>3.02/3.93</b>	3.02/3.93
Ay(+) (cm <sup>2</sup> /m)	3.02/3.93 3.06/3.93	3.06/3.93	<b>3.93/7.85</b>
Ay(-) (cm <sup>2</sup> /m)	3.02/3.93 <b>3.02/3.93</b>	3.02/3.93	3.02/7.85
Coordenadas (m)	13.00;-15.00 14.00;-16.00	14.00;-16.00	10.00;-18.00
Coordenadas* (m)	13.00;5.00;0.00 10.00;2.00;0.00		14.00;4.00;0.00 14.00;4.00;0.00
* - Coordenadas en el sistema global de la estructura			

#### 13.5.4. Flecha

$$|f(+)| = 0.00000 \text{ (cm)} \leq f_{dop}(+) = 3.00000 \text{ (cm)}$$

$$|f(-)| = 0.00000 \text{ (cm)} \leq f_{dop}(-) = 3.00000 \text{ (cm)}$$

### 14. Losa: Pletina249...263 - panel n.º 262

#### 14.1. Armadura:

- Tipo : Losa de planta de hormigón armado.1
- Dirección armaduras principales : 0°
- Clase de armaduras principales : B 500 S; resistencia característica = 50985.81 T/m<sup>2</sup>
- Diámetro de las barras inferiores d1 = 1.0 (cm) d2 = 1.0 (cm)  
superiores d1 = 1.0 (cm) d2 = 1.0 (cm)
- Recubrimiento de la armadura inferior c1 = 3.0 (cm)  
superior c2 = 3.0 (cm)

#### 14.2. Hormigón:

- Clase : 210; resistencia característica = 2243.38 T/m<sup>2</sup>
- Densidad : 2501.36 (kG/m<sup>3</sup>)

#### 14.3. hipótesis

- Cálculos para la armadura requerida según : ACI 318M-14
- Cálculos para la armadura proporcionada según : ACI 318M-14

- Método de cálculo de la sección de armadura : Analítica
- Flecha admisible : 3.00000 (cm)
- Verificación del punzonamiento : sí
- Tipo de cálculos : flexión simple

#### 14.4. Geometría de la losa

Espesor 0.20 (m)

##### Contorno:

borde	inicio		fin		longitud (m)
	x1	y1	x2	y2	
1	10.00	-15.00	5.00	-15.00	5.00
2	5.00	-15.00	5.00	-20.00	5.00
3	5.00	-20.00	10.00	-20.00	5.00
4	10.00	-20.00	10.00	-15.00	5.00

##### Apoyo:

n°	Nombre	dimensiones (m)	coordenadas		borde
			x	y	
67	puntual	0.60 / 0.60	10.00	-15.00	—
67	puntual	0.55 / 0.55	10.00	-15.00	—
67	lineal	5.00 / 0.30	10.00	-12.50	—
67	lineal	0.30 / 5.00	12.50	-15.00	—
37	puntual	0.60 / 0.60	5.00	-15.00	—
37	puntual	0.55 / 0.55	5.00	-15.00	—
37	lineal	5.00 / 0.30	5.00	-12.50	—
37	lineal	0.30 / 5.00	7.50	-15.00	—
7	lineal	0.30 / 5.00	2.50	-15.00	—
62	puntual	0.60 / 0.60	10.00	-20.00	—
62	puntual	0.55 / 0.55	10.00	-20.00	—
62	lineal	5.00 / 0.30	10.00	-17.50	—
62	lineal	0.30 / 5.00	12.50	-20.00	—
32	puntual	0.60 / 0.60	5.00	-20.00	—
32	puntual	0.55 / 0.55	5.00	-20.00	—
32	lineal	5.00 / 0.30	5.00	-17.50	—
32	lineal	0.30 / 5.00	7.50	-20.00	—
2	lineal	0.30 / 5.00	2.50	-20.00	—

\* - presencia del capitel

#### 14.5. Resultados de los cálculos:

##### 14.5.1. Momentos max. + armadura a flexión

Ax(+)  
Ax(-)  
Ay(+)  
Ay(-)



Armadura real (cm <sup>2</sup> /m):	3.93	3.93	3.93	3.93
Armadura teórica modificada (cm <sup>2</sup> /m):	3.66	3.02	3.60	3.02
Armadura teórica inicial (cm <sup>2</sup> /m):	3.66	3.02	3.60	3.02
Coordenadas (m):	10.00;-18.00 9.00;-16.00	9.00;-16.00	8.00;-15.00	

#### 14.5.2. Momentos max. + armadura a flexión

	Ax(+) Ay(-)	Ax(-)	Ay(+)
Símbolos: sección teórica/sección real			
Ax(+) (cm <sup>2</sup> /m)	<b>3.66/3.93</b> 3.02/3.93	3.02/3.93	3.02/3.93
Ax(-) (cm <sup>2</sup> /m)	3.02/3.93 3.02/3.93	<b>3.02/3.93</b>	3.02/3.93
Ay(+) (cm <sup>2</sup> /m)	0.00/7.85 3.11/3.93	3.11/3.93	<b>3.60/3.93</b>
Ay(-) (cm <sup>2</sup> /m)	3.02/7.85 <b>3.02/3.93</b>	3.02/3.93	3.02/3.93
Coordenadas (m)	10.00;-18.00 9.00;-16.00	9.00;-16.00	8.00;-15.00
Coordenadas* (m)	10.00;2.00;0.00 8.00;5.00;0.00	9.00;4.00;0.00 9.00;4.00;0.00	9.00;4.00;0.00
	* - Coordenadas en el sistema global de la estructura		

#### 14.5.4. Flecha

|f(+)| = 0.00000 (cm) <= fdop(+) = 3.00000 (cm)

|f(-)| = 0.00000 (cm) <= fdop(-) = 3.00000 (cm)

### 15. Losa: Pletina249...263 - panel n.º 263

#### 15.1. Armadura:

- Tipo : Losa de planta de hormigón armado.1
- Dirección armaduras principales : 0°
- Clase de armaduras principales : B 500 S; resistencia característica = 50985.81 T/m<sup>2</sup>
- Diámetro de las barras inferiores d1 = 1.0 (cm) d2 = 1.0 (cm)

- Recubrimiento de la armadura superiores  $d1 = 1.0$  (cm)  $d2 = 1.0$  (cm)  
inferior  $c1 = 3.0$  (cm)  
superior  $c2 = 3.0$  (cm)

### 15.2. Hormigón:

- Clase : 210; resistencia característica = 2243.38 T/m<sup>2</sup>
- Densidad : 2501.36 (kG/m<sup>3</sup>)

### 15.3. hipótesis

- Cálculos para la armadura requerida según : ACI 318M-14
- Cálculos para la armadura proporcionada según : ACI 318M-14
- Método de cálculo de la sección de armadura : Analítica
- Flecha admisible : 3.00000 (cm)
- Verificación del punzonamiento : sí
- Tipo de cálculos : flexión simple

### 15.4. Geometría de la losa

Espesor 0.20 (m)

#### Contorno:

borde	inicio		fin		longitud (m)
	x1	y1	x2	y2	
1	0.00	-20.00	0.00	-15.00	5.00
2	0.00	-15.00	5.00	-15.00	5.00
3	5.00	-15.00	5.00	-20.00	5.00
4	5.00	-20.00	0.00	-20.00	5.00

#### Apoyo:

n°	Nombre	dimensiones (m)	coordenadas		borde
			x	y	
37	puntual	0.60 / 0.60	5.00	-15.00	—
37	puntual	0.55 / 0.55	5.00	-15.00	—
37	lineal	5.00 / 0.30	5.00	-12.50	—
37	lineal	0.30 / 5.00	7.50	-15.00	—
7	puntual	0.60 / 0.60	0.00	-15.00	—
7	puntual	0.55 / 0.55	0.00	-15.00	—
7	lineal	5.00 / 0.30	0.00	-12.50	—
7	lineal	0.30 / 5.00	2.50	-15.00	—
32	puntual	0.60 / 0.60	5.00	-20.00	—
32	puntual	0.55 / 0.55	5.00	-20.00	—
32	lineal	5.00 / 0.30	5.00	-17.50	—
32	lineal	0.30 / 5.00	7.50	-20.00	—
2	puntual	0.60 / 0.60	0.00	-20.00	—
2	puntual	0.55 / 0.55	0.00	-20.00	—
2	lineal	5.00 / 0.30	0.00	-17.50	—

2 lineal 0.30 / 5.00 2.50 -20.00 —  
 \* - presencia del capitel

## 15.5. Resultados de los cálculos:

### 15.5.1. Momentos max. + armadura a flexión

	Ax(+) Ay(-)	Ax(-)	Ay(+)	
Armadura real (cm <sup>2</sup> /m):	4.13	3.93	7.85	3.93
Armadura teórica modificada (cm <sup>2</sup> /m):	3.68	3.02	3.93	3.02
Armadura teórica inicial (cm <sup>2</sup> /m):	3.68	3.02	3.93	3.02
Coordenadas (m):	2.00;-15.00 1.00;-19.00	1.00;-19.00	5.00;-18.00	

### 15.5.2. Momentos max. + armadura a flexión

	Ax(+) Ay(-)	Ax(-)	Ay(+)
Símbolos: sección teórica/sección real			
Ax(+) (cm <sup>2</sup> /m)	<b>3.68/4.13</b> 3.02/3.93	3.02/3.93	3.02/3.93
Ax(-) (cm <sup>2</sup> /m)	3.02/3.93	<b>3.02/3.93</b>	3.02/3.93
Ay(+) (cm <sup>2</sup> /m)	3.02/3.93	3.02/3.93	<b>3.93/7.85</b>
Ay(-) (cm <sup>2</sup> /m)	3.02/3.93 <b>3.02/3.93</b>	3.02/3.93	3.02/3.93
Coordenadas (m)	2.00;-15.00 1.00;-19.00	1.00;-19.00	5.00;-18.00
Coordenadas* (m)	2.00;5.00;0.00 1.00;1.00;0.00	1.00;1.00;0.00	5.00;2.00;0.00
	* - Coordenadas en el sistema global de la estructura		

### 15.5.4. Flecha

|f(+)| = 0.00000 (cm) <= fdop(+) = 3.00000 (cm)  
 |f(-)| = 0.00000 (cm) <= fdop(-) = 3.00000 (cm)

## 16. Cargas:

Caso	Tipo	Lista	Valor
1	peso propio	97A134 249A308	PZ Menos
1	(EF) uniforme	249A308	PZ=-840.00(kgf/m2)
2	(EF) uniforme	249A308	PZ=-480.00(kgf/m2)
6	fuerza nodal	2	FX=490.49(kgf)
6	fuerza nodal	7	FX=541.16(kgf)
6	fuerza nodal	12	FX=541.16(kgf)
6	fuerza nodal	17	FX=541.16(kgf)
6	fuerza nodal	22	FX=541.16(kgf)
6	fuerza nodal	27	FX=490.49(kgf)
6	fuerza nodal	32	FX=541.16(kgf)
6	fuerza nodal	37	FX=611.63(kgf)
6	fuerza nodal	42	FX=611.63(kgf)
6	fuerza nodal	47	FX=611.63(kgf)
6	fuerza nodal	52	FX=611.63(kgf)
6	fuerza nodal	57	FX=541.16(kgf)
6	fuerza nodal	62	FX=541.16(kgf)
6	fuerza nodal	67	FX=611.63(kgf)
6	fuerza nodal	72	FX=611.63(kgf)
6	fuerza nodal	77	FX=611.63(kgf)
6	fuerza nodal	82	FX=611.63(kgf)
6	fuerza nodal	87	FX=541.16(kgf)
6	fuerza nodal	92	FX=490.49(kgf)
6	fuerza nodal	97	FX=541.16(kgf)
6	fuerza nodal	102	FX=541.16(kgf)
6	fuerza nodal	107	FX=541.16(kgf)
6	fuerza nodal	112	FX=541.16(kgf)
6	fuerza nodal	117	FX=490.49(kgf)
6	fuerza nodal	125	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	126	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	127	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	128	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	129	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	130	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	131	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	132	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	133	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	134	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	135	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	136	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	137	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	138	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	139	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	140	FX=101.34(kgf)

6	fuerza nodal	141	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	142	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	143	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	144	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	145	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	146	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	147	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	148	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	149	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	150	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	151	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	152	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	153	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	154	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	155	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	156	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	165	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	166	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	167	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	168	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	169	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	170	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	171	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	172	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	173	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	174	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	175	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	176	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	177	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	178	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	179	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	180	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	181	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	182	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	183	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	184	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	185	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	186	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	187	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	188	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	189	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	190	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	191	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	192	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	201	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	202	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	203	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	204	FX=101.34(kgf)

6	fuerza nodal	205	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	206	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	207	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	208	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	209	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	210	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	211	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	212	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	213	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	214	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	215	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	216	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	217	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	218	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	219	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	220	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	221	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	222	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	223	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	224	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	225	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	226	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	227	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	228	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	237	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	238	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	239	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	240	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	241	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	242	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	243	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	244	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	245	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	246	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	247	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	248	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	249	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	250	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	251	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	252	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	253	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	254	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	255	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	256	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	257	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	258	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	259	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	260	FX=79.21(kgf)

6	fuerza nodal	261	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	262	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	263	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	264	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	277	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	278	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	279	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	280	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	281	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	282	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	283	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	284	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	285	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	286	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	287	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	288	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	289	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	290	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	291	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	292	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	293	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	294	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	295	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	296	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	297	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	298	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	299	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	300	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	313	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	314	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	315	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	316	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	317	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	318	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	319	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	320	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	321	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	322	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	323	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	324	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	325	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	326	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	327	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	328	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	329	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	330	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	331	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	332	FX=79.21(kgf)

6	fuerza nodal	333	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	334	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	335	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	336	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	345	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	346	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	347	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	348	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	349	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	350	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	351	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	352	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	353	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	354	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	355	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	356	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	357	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	358	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	359	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	360	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	361	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	362	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	363	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	364	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	365	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	366	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	367	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	368	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	369	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	370	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	371	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	372	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	385	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	386	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	387	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	388	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	389	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	390	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	391	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	392	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	393	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	394	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	395	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	396	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	397	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	398	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	399	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	400	FX=79.21(kgf)



6	fuerza nodal	401	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	402	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	403	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	404	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	405	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	406	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	407	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	408	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	421	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	422	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	423	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	424	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	425	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	426	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	427	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	428	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	429	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	430	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	431	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	432	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	433	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	434	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	435	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	436	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	437	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	438	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	439	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	440	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	441	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	442	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	443	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	444	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	453	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	454	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	455	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	456	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	457	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	458	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	459	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	460	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	461	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	462	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	463	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	464	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	465	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	466	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	467	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	468	FX=79.21(kgf)

6	fuerza nodal	469	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	470	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	471	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	472	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	473	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	474	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	475	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	476	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	477	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	478	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	479	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	480	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	493	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	494	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	495	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	496	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	497	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	498	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	499	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	500	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	501	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	502	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	503	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	504	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	505	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	506	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	507	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	508	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	509	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	510	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	511	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	512	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	513	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	514	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	515	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	516	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	529	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	530	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	531	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	532	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	533	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	534	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	535	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	536	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	537	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	538	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	539	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	540	FX=79.21(kgf)

6	fuerza nodal	541	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	542	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	543	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	544	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	545	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	546	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	547	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	548	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	549	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	550	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	551	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	552	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	561	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	562	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	563	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	564	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	565	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	566	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	567	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	568	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	569	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	570	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	571	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	572	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	573	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	574	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	575	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	576	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	577	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	578	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	579	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	580	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	581	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	582	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	583	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	584	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	585	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	586	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	587	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	588	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	601	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	602	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	603	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	604	FX=140.94(kgf)
6	fuerza nodal	605	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	606	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	607	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	608	FX=101.34(kgf)

6	fuerza nodal	609	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	610	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	611	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	612	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	613	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	614	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	615	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	616	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	617	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	618	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	619	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	620	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	621	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	622	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	623	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	624	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	637	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	638	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	639	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	640	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	641	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	642	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	643	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	644	FX=101.34(kgf)
6	fuerza nodal	645	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	646	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	647	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	648	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	649	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	650	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	651	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	652	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	653	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	654	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	655	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	656	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	657	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	658	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	659	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	660	FX=79.21(kgf)
6	fuerza nodal	3	FX=844.39(kgf)
6	fuerza nodal	8	FX=945.63(kgf)
6	fuerza nodal	13	FX=945.63(kgf)
6	fuerza nodal	18	FX=945.63(kgf)
6	fuerza nodal	23	FX=945.63(kgf)
6	fuerza nodal	28	FX=844.39(kgf)
6	fuerza nodal	33	FX=945.63(kgf)
6	fuerza nodal	38	FX=1086.44(kgf)

6	fuerza nodal	43	FX=1086.44(kgf)
6	fuerza nodal	48	FX=1086.44(kgf)
6	fuerza nodal	53	FX=1086.44(kgf)
6	fuerza nodal	58	FX=945.63(kgf)
6	fuerza nodal	63	FX=945.63(kgf)
6	fuerza nodal	68	FX=1086.44(kgf)
6	fuerza nodal	73	FX=1086.44(kgf)
6	fuerza nodal	78	FX=1086.44(kgf)
6	fuerza nodal	83	FX=1086.44(kgf)
6	fuerza nodal	88	FX=945.63(kgf)
6	fuerza nodal	93	FX=844.39(kgf)
6	fuerza nodal	98	FX=945.63(kgf)
6	fuerza nodal	103	FX=945.63(kgf)
6	fuerza nodal	108	FX=945.63(kgf)
6	fuerza nodal	113	FX=945.63(kgf)
6	fuerza nodal	118	FX=844.39(kgf)
6	fuerza nodal	665	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	666	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	667	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	668	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	669	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	670	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	671	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	672	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	673	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	674	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	675	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	676	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	677	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	678	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	679	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	680	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	681	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	682	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	683	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	684	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	685	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	686	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	687	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	688	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	689	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	690	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	691	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	692	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	693	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	694	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	695	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	696	FX=158.28(kgf)

6	fuerza nodal	705	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	706	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	707	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	708	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	709	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	710	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	711	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	712	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	713	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	714	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	715	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	716	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	717	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	718	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	719	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	720	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	721	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	722	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	723	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	724	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	725	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	726	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	727	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	728	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	729	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	730	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	731	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	732	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	741	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	742	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	743	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	744	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	745	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	746	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	747	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	748	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	749	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	750	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	751	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	752	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	753	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	754	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	755	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	756	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	757	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	758	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	759	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	760	FX=158.28(kgf)

6	fuerza nodal	761	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	762	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	763	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	764	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	765	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	766	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	767	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	768	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	777	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	778	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	779	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	780	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	781	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	782	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	783	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	784	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	785	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	786	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	787	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	788	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	789	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	790	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	791	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	792	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	793	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	794	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	795	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	796	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	797	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	798	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	799	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	800	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	801	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	802	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	803	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	804	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	817	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	818	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	819	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	820	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	821	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	822	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	823	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	824	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	825	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	826	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	827	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	828	FX=158.28(kgf)

6	fuerza nodal	829	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	830	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	831	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	832	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	833	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	834	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	835	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	836	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	837	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	838	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	839	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	840	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	853	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	854	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	855	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	856	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	857	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	858	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	859	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	860	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	861	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	862	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	863	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	864	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	865	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	866	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	867	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	868	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	869	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	870	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	871	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	872	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	873	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	874	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	875	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	876	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	885	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	886	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	887	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	888	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	889	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	890	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	891	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	892	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	893	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	894	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	895	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	896	FX=281.62(kgf)



6	fuerza nodal	897	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	898	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	899	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	900	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	901	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	902	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	903	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	904	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	905	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	906	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	907	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	908	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	909	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	910	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	911	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	912	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	925	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	926	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	927	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	928	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	929	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	930	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	931	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	932	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	933	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	934	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	935	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	936	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	937	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	938	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	939	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	940	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	941	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	942	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	943	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	944	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	945	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	946	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	947	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	948	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	961	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	962	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	963	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	964	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	965	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	966	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	967	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	968	FX=281.62(kgf)

6	fuerza nodal	969	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	970	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	971	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	972	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	973	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	974	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	975	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	976	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	977	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	978	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	979	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	980	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	981	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	982	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	983	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	984	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	993	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	994	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	995	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	996	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	997	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	998	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	999	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	1000	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	1001	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	1002	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	1003	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	1004	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	1005	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1006	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1007	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1008	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1009	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1010	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1011	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1012	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1013	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1014	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1015	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1016	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1017	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1018	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1019	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1020	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1033	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	1034	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	1035	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	1036	FX=281.62(kgf)

6	fuerza nodal	1037	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	1038	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	1039	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	1040	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	1041	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1042	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1043	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1044	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1045	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1046	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1047	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1048	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1049	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1050	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1051	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1052	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1053	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1054	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1055	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1056	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1069	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	1070	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	1071	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	1072	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	1073	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	1074	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	1075	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	1076	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	1077	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1078	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1079	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1080	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1081	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1082	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1083	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1084	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1085	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1086	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1087	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1088	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1089	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1090	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1091	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1092	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1101	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	1102	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	1103	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	1104	FX=202.48(kgf)

6	fuerza nodal	1105	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	1106	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	1107	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	1108	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	1109	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	1110	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	1111	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	1112	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	1113	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1114	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1115	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1116	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1117	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1118	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1119	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1120	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1121	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1122	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1123	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1124	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1125	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1126	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1127	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1128	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1141	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	1142	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	1143	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	1144	FX=281.62(kgf)
6	fuerza nodal	1145	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	1146	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	1147	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	1148	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	1149	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1150	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1151	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1152	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1153	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1154	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1155	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1156	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1157	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1158	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1159	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1160	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1161	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1162	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1163	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1164	FX=158.28(kgf)

6	fuerza nodal	1177	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	1178	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	1179	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	1180	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	1181	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	1182	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	1183	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	1184	FX=202.48(kgf)
6	fuerza nodal	1185	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1186	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1187	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1188	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1189	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1190	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1191	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1192	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1193	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1194	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1195	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1196	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1197	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1198	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1199	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	1200	FX=158.28(kgf)
6	fuerza nodal	4	FX=1151.40(kgf)
6	fuerza nodal	9	FX=1300.92(kgf)
6	fuerza nodal	14	FX=1300.92(kgf)
6	fuerza nodal	19	FX=1300.92(kgf)
6	fuerza nodal	24	FX=1300.92(kgf)
6	fuerza nodal	29	FX=1151.40(kgf)
6	fuerza nodal	34	FX=1300.92(kgf)
6	fuerza nodal	39	FX=1508.88(kgf)
6	fuerza nodal	44	FX=1508.88(kgf)
6	fuerza nodal	49	FX=1508.88(kgf)
6	fuerza nodal	54	FX=1508.88(kgf)
6	fuerza nodal	59	FX=1300.92(kgf)
6	fuerza nodal	64	FX=1300.92(kgf)
6	fuerza nodal	69	FX=1508.88(kgf)
6	fuerza nodal	74	FX=1508.88(kgf)
6	fuerza nodal	79	FX=1508.88(kgf)
6	fuerza nodal	84	FX=1508.88(kgf)
6	fuerza nodal	89	FX=1300.92(kgf)
6	fuerza nodal	94	FX=1151.40(kgf)
6	fuerza nodal	99	FX=1300.92(kgf)
6	fuerza nodal	104	FX=1300.92(kgf)
6	fuerza nodal	109	FX=1300.92(kgf)
6	fuerza nodal	114	FX=1300.92(kgf)
6	fuerza nodal	119	FX=1151.40(kgf)

6	fuerza nodal	1205	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1206	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1207	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1208	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1209	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1210	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1211	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1212	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1213	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1214	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1215	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1216	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1217	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1218	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1219	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1220	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1221	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1222	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1223	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1224	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1225	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1226	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1227	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1228	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1229	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1230	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1231	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1232	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1233	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1234	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1235	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1236	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1245	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1246	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1247	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1248	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1249	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1250	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1251	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1252	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1253	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1254	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1255	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1256	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1257	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1258	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1259	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1260	FX=233.75(kgf)

6	fuerza nodal	1261	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1262	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1263	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1264	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1265	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1266	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1267	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1268	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1269	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1270	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1271	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1272	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1281	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1282	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1283	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1284	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1285	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1286	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1287	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1288	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1289	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1290	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1291	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1292	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1293	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1294	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1295	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1296	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1297	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1298	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1299	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1300	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1301	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1302	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1303	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1304	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1305	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1306	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1307	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1308	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1317	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1318	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1319	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1320	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1321	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1322	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1323	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1324	FX=415.91(kgf)

6	fuerza nodal	1325	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1326	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1327	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1328	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1329	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1330	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1331	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1332	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1333	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1334	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1335	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1336	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1337	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1338	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1339	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1340	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1341	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1342	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1343	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1344	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1357	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1358	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1359	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1360	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1361	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1362	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1363	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1364	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1365	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1366	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1367	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1368	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1369	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1370	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1371	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1372	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1373	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1374	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1375	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1376	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1377	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1378	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1379	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1380	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1393	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1394	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1395	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1396	FX=299.04(kgf)



6	fuerza nodal	1397	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1398	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1399	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1400	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1401	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1402	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1403	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1404	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1405	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1406	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1407	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1408	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1409	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1410	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1411	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1412	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1413	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1414	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1415	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1416	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1425	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1426	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1427	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1428	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1429	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1430	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1431	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1432	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1433	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1434	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1435	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1436	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1437	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1438	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1439	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1440	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1441	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1442	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1443	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1444	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1445	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1446	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1447	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1448	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1449	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1450	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1451	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1452	FX=233.75(kgf)

6	fuerza nodal	1465	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1466	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1467	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1468	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1469	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1470	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1471	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1472	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1473	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1474	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1475	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1476	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1477	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1478	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1479	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1480	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1481	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1482	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1483	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1484	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1485	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1486	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1487	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1488	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1501	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1502	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1503	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1504	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1505	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1506	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1507	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1508	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1509	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1510	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1511	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1512	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1513	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1514	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1515	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1516	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1517	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1518	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1519	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1520	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1521	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1522	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1523	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1524	FX=233.75(kgf)

6	fuerza nodal	1533	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1534	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1535	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1536	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1537	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1538	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1539	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1540	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1541	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1542	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1543	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1544	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1545	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1546	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1547	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1548	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1549	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1550	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1551	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1552	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1553	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1554	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1555	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1556	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1557	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1558	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1559	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1560	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1573	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1574	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1575	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1576	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1577	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1578	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1579	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1580	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1581	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1582	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1583	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1584	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1585	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1586	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1587	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1588	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1589	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1590	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1591	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1592	FX=233.75(kgf)

6	fuerza nodal	1593	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1594	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1595	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1596	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1609	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1610	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1611	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1612	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1613	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1614	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1615	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1616	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1617	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1618	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1619	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1620	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1621	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1622	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1623	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1624	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1625	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1626	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1627	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1628	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1629	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1630	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1631	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1632	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1641	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1642	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1643	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1644	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1645	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1646	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1647	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1648	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1649	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1650	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1651	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1652	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1653	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1654	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1655	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1656	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1657	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1658	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1659	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1660	FX=233.75(kgf)

6	fuerza nodal	1661	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1662	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1663	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1664	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1665	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1666	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1667	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1668	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1681	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1682	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1683	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1684	FX=415.91(kgf)
6	fuerza nodal	1685	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1686	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1687	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1688	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1689	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1690	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1691	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1692	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1693	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1694	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1695	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1696	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1697	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1698	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1699	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1700	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1701	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1702	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1703	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1704	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1717	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1718	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1719	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1720	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1721	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1722	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1723	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1724	FX=299.04(kgf)
6	fuerza nodal	1725	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1726	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1727	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1728	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1729	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1730	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1731	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1732	FX=233.75(kgf)

6	fuerza nodal	1733	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1734	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1735	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1736	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1737	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1738	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1739	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	1740	FX=233.75(kgf)
6	fuerza nodal	5	FX=1004.15(kgf)
6	fuerza nodal	10	FX=1219.86(kgf)
6	fuerza nodal	15	FX=1219.86(kgf)
6	fuerza nodal	20	FX=1219.86(kgf)
6	fuerza nodal	25	FX=1219.86(kgf)
6	fuerza nodal	30	FX=1004.15(kgf)
6	fuerza nodal	35	FX=1219.86(kgf)
6	fuerza nodal	40	FX=1519.89(kgf)
6	fuerza nodal	45	FX=1519.89(kgf)
6	fuerza nodal	50	FX=1519.89(kgf)
6	fuerza nodal	55	FX=1519.89(kgf)
6	fuerza nodal	60	FX=1219.86(kgf)
6	fuerza nodal	65	FX=1219.86(kgf)
6	fuerza nodal	70	FX=1519.89(kgf)
6	fuerza nodal	75	FX=1519.89(kgf)
6	fuerza nodal	80	FX=1519.89(kgf)
6	fuerza nodal	85	FX=1519.89(kgf)
6	fuerza nodal	90	FX=1219.86(kgf)
6	fuerza nodal	95	FX=1004.15(kgf)
6	fuerza nodal	100	FX=1219.86(kgf)
6	fuerza nodal	105	FX=1219.86(kgf)
6	fuerza nodal	110	FX=1219.86(kgf)
6	fuerza nodal	115	FX=1219.86(kgf)
6	fuerza nodal	120	FX=1004.15(kgf)
6	fuerza nodal	1745	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	1746	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	1747	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	1748	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	1749	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1750	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1751	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1752	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1753	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1754	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1755	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1756	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1757	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	1758	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	1759	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	1760	FX=431.43(kgf)

6	fuerza nodal	1761	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1762	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1763	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1764	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1765	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1766	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1767	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1768	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1769	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1770	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1771	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1772	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1773	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1774	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1775	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1776	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1785	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	1786	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	1787	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	1788	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	1789	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1790	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1791	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1792	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1793	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1794	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1795	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1796	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1797	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1798	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1799	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1800	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1801	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1802	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1803	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1804	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1805	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1806	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1807	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1808	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1809	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1810	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1811	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1812	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1821	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	1822	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	1823	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	1824	FX=431.43(kgf)

6	fuerza nodal	1825	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	1826	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	1827	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	1828	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	1829	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1830	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1831	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1832	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1833	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1834	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1835	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1836	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1837	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1838	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1839	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1840	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1841	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1842	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1843	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1844	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1845	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1846	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1847	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1848	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1857	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	1858	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	1859	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	1860	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	1861	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1862	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1863	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1864	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1865	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1866	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1867	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1868	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1869	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1870	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1871	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1872	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1873	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1874	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1875	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1876	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1877	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1878	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1879	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1880	FX=337.24(kgf)



6	fuerza nodal	1881	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1882	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1883	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1884	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1897	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1898	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1899	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1900	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1901	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1902	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1903	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1904	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1905	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1906	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1907	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1908	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1909	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1910	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1911	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1912	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1913	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1914	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1915	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1916	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1917	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1918	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1919	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1920	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1933	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	1934	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	1935	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	1936	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	1937	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1938	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1939	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1940	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1941	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1942	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1943	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1944	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1945	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1946	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1947	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1948	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1949	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1950	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1951	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1952	FX=337.24(kgf)

6	fuerza nodal	1953	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1954	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1955	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1956	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1965	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	1966	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	1967	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	1968	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	1969	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1970	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1971	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1972	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1973	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1974	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1975	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1976	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	1977	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1978	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1979	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1980	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1981	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1982	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1983	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1984	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1985	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1986	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1987	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1988	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1989	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1990	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1991	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	1992	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2005	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2006	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2007	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2008	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2009	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2010	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2011	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2012	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2013	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2014	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2015	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2016	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2017	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2018	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2019	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2020	FX=337.24(kgf)

6	fuerza nodal	2021	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2022	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2023	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2024	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2025	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2026	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2027	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2028	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2041	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	2042	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	2043	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	2044	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	2045	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2046	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2047	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2048	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2049	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2050	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2051	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2052	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2053	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2054	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2055	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2056	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2057	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2058	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2059	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2060	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2061	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2062	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2063	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2064	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2073	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	2074	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	2075	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	2076	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	2077	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2078	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2079	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2080	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2081	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2082	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2083	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2084	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2085	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2086	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2087	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2088	FX=337.24(kgf)

6	fuerza nodal	2089	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2090	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2091	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2092	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2093	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2094	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2095	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2096	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2097	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2098	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2099	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2100	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2113	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2114	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2115	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2116	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2117	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2118	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2119	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2120	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2121	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2122	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2123	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2124	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2125	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2126	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2127	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2128	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2129	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2130	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2131	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2132	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2133	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2134	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2135	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2136	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2149	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	2150	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	2151	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	2152	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	2153	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2154	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2155	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2156	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2157	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2158	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2159	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2160	FX=337.24(kgf)

6	fuerza nodal	2161	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2162	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2163	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2164	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2165	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2166	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2167	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2168	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2169	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2170	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2171	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2172	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2181	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	2182	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	2183	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	2184	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	2185	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	2186	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	2187	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	2188	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	2189	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2190	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2191	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2192	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2193	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2194	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2195	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2196	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2197	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2198	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2199	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2200	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2201	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2202	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2203	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2204	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2205	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2206	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2207	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2208	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2221	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2222	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2223	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2224	FX=600.05(kgf)
6	fuerza nodal	2225	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	2226	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	2227	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	2228	FX=431.43(kgf)

6	fuerza nodal	2229	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2230	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2231	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2232	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2233	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2234	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2235	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2236	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2237	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2238	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2239	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2240	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2241	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2242	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2243	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2244	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2257	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	2258	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	2259	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	2260	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	2261	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	2262	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	2263	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	2264	FX=431.43(kgf)
6	fuerza nodal	2265	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2266	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2267	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2268	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2269	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2270	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2271	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2272	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2273	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2274	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2275	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2276	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2277	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2278	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2279	FX=337.24(kgf)
6	fuerza nodal	2280	FX=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2	FY=490.49(kgf)
7	fuerza nodal	7	FY=541.16(kgf)
7	fuerza nodal	12	FY=541.16(kgf)
7	fuerza nodal	17	FY=541.16(kgf)
7	fuerza nodal	22	FY=541.16(kgf)
7	fuerza nodal	27	FY=490.49(kgf)
7	fuerza nodal	32	FY=541.16(kgf)
7	fuerza nodal	37	FY=611.63(kgf)

7	fuerza nodal	42	FY=611.63(kgf)
7	fuerza nodal	47	FY=611.63(kgf)
7	fuerza nodal	52	FY=611.63(kgf)
7	fuerza nodal	57	FY=541.16(kgf)
7	fuerza nodal	62	FY=541.16(kgf)
7	fuerza nodal	67	FY=611.63(kgf)
7	fuerza nodal	72	FY=611.63(kgf)
7	fuerza nodal	77	FY=611.63(kgf)
7	fuerza nodal	82	FY=611.63(kgf)
7	fuerza nodal	87	FY=541.16(kgf)
7	fuerza nodal	92	FY=490.49(kgf)
7	fuerza nodal	97	FY=541.16(kgf)
7	fuerza nodal	102	FY=541.16(kgf)
7	fuerza nodal	107	FY=541.16(kgf)
7	fuerza nodal	112	FY=541.16(kgf)
7	fuerza nodal	117	FY=490.49(kgf)
7	fuerza nodal	125	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	126	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	127	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	128	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	129	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	130	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	131	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	132	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	133	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	134	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	135	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	136	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	137	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	138	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	139	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	140	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	141	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	142	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	143	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	144	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	145	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	146	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	147	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	148	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	149	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	150	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	151	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	152	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	153	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	154	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	155	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	156	FY=79.21(kgf)

7	fuerza nodal	165	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	166	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	167	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	168	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	169	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	170	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	171	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	172	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	173	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	174	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	175	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	176	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	177	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	178	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	179	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	180	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	181	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	182	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	183	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	184	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	185	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	186	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	187	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	188	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	189	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	190	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	191	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	192	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	201	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	202	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	203	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	204	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	205	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	206	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	207	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	208	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	209	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	210	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	211	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	212	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	213	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	214	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	215	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	216	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	217	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	218	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	219	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	220	FY=79.21(kgf)



7	fuerza nodal	221	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	222	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	223	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	224	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	225	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	226	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	227	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	228	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	237	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	238	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	239	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	240	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	241	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	242	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	243	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	244	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	245	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	246	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	247	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	248	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	249	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	250	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	251	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	252	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	253	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	254	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	255	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	256	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	257	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	258	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	259	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	260	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	261	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	262	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	263	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	264	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	277	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	278	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	279	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	280	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	281	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	282	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	283	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	284	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	285	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	286	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	287	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	288	FY=79.21(kgf)

7	fuerza nodal	289	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	290	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	291	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	292	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	293	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	294	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	295	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	296	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	297	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	298	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	299	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	300	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	313	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	314	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	315	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	316	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	317	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	318	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	319	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	320	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	321	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	322	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	323	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	324	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	325	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	326	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	327	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	328	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	329	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	330	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	331	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	332	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	333	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	334	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	335	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	336	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	345	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	346	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	347	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	348	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	349	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	350	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	351	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	352	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	353	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	354	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	355	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	356	FY=140.94(kgf)

7	fuerza nodal	357	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	358	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	359	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	360	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	361	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	362	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	363	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	364	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	365	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	366	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	367	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	368	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	369	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	370	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	371	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	372	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	385	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	386	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	387	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	388	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	389	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	390	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	391	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	392	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	393	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	394	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	395	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	396	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	397	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	398	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	399	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	400	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	401	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	402	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	403	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	404	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	405	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	406	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	407	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	408	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	421	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	422	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	423	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	424	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	425	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	426	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	427	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	428	FY=140.94(kgf)

7	fuerza nodal	429	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	430	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	431	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	432	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	433	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	434	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	435	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	436	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	437	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	438	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	439	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	440	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	441	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	442	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	443	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	444	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	453	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	454	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	455	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	456	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	457	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	458	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	459	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	460	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	461	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	462	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	463	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	464	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	465	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	466	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	467	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	468	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	469	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	470	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	471	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	472	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	473	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	474	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	475	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	476	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	477	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	478	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	479	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	480	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	493	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	494	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	495	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	496	FY=140.94(kgf)

7	fuerza nodal	497	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	498	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	499	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	500	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	501	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	502	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	503	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	504	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	505	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	506	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	507	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	508	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	509	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	510	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	511	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	512	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	513	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	514	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	515	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	516	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	529	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	530	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	531	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	532	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	533	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	534	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	535	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	536	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	537	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	538	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	539	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	540	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	541	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	542	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	543	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	544	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	545	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	546	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	547	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	548	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	549	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	550	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	551	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	552	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	561	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	562	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	563	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	564	FY=101.34(kgf)

7	fuerza nodal	565	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	566	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	567	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	568	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	569	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	570	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	571	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	572	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	573	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	574	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	575	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	576	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	577	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	578	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	579	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	580	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	581	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	582	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	583	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	584	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	585	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	586	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	587	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	588	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	601	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	602	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	603	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	604	FY=140.94(kgf)
7	fuerza nodal	605	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	606	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	607	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	608	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	609	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	610	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	611	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	612	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	613	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	614	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	615	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	616	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	617	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	618	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	619	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	620	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	621	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	622	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	623	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	624	FY=79.21(kgf)

7	fuerza nodal	637	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	638	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	639	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	640	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	641	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	642	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	643	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	644	FY=101.34(kgf)
7	fuerza nodal	645	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	646	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	647	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	648	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	649	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	650	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	651	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	652	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	653	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	654	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	655	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	656	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	657	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	658	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	659	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	660	FY=79.21(kgf)
7	fuerza nodal	3	FY=844.39(kgf)
7	fuerza nodal	8	FY=945.63(kgf)
7	fuerza nodal	13	FY=945.63(kgf)
7	fuerza nodal	18	FY=945.63(kgf)
7	fuerza nodal	23	FY=945.63(kgf)
7	fuerza nodal	28	FY=844.39(kgf)
7	fuerza nodal	33	FY=945.63(kgf)
7	fuerza nodal	38	FY=1086.44(kgf)
7	fuerza nodal	43	FY=1086.44(kgf)
7	fuerza nodal	48	FY=1086.44(kgf)
7	fuerza nodal	53	FY=1086.44(kgf)
7	fuerza nodal	58	FY=945.63(kgf)
7	fuerza nodal	63	FY=945.63(kgf)
7	fuerza nodal	68	FY=1086.44(kgf)
7	fuerza nodal	73	FY=1086.44(kgf)
7	fuerza nodal	78	FY=1086.44(kgf)
7	fuerza nodal	83	FY=1086.44(kgf)
7	fuerza nodal	88	FY=945.63(kgf)
7	fuerza nodal	93	FY=844.39(kgf)
7	fuerza nodal	98	FY=945.63(kgf)
7	fuerza nodal	103	FY=945.63(kgf)
7	fuerza nodal	108	FY=945.63(kgf)
7	fuerza nodal	113	FY=945.63(kgf)
7	fuerza nodal	118	FY=844.39(kgf)

7	fuerza nodal	665	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	666	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	667	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	668	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	669	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	670	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	671	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	672	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	673	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	674	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	675	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	676	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	677	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	678	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	679	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	680	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	681	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	682	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	683	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	684	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	685	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	686	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	687	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	688	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	689	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	690	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	691	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	692	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	693	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	694	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	695	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	696	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	705	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	706	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	707	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	708	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	709	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	710	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	711	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	712	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	713	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	714	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	715	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	716	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	717	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	718	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	719	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	720	FY=158.28(kgf)



7	fuerza nodal	721	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	722	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	723	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	724	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	725	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	726	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	727	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	728	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	729	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	730	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	731	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	732	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	741	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	742	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	743	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	744	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	745	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	746	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	747	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	748	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	749	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	750	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	751	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	752	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	753	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	754	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	755	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	756	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	757	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	758	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	759	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	760	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	761	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	762	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	763	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	764	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	765	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	766	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	767	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	768	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	777	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	778	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	779	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	780	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	781	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	782	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	783	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	784	FY=281.62(kgf)

7	fuerza nodal	785	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	786	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	787	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	788	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	789	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	790	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	791	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	792	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	793	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	794	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	795	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	796	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	797	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	798	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	799	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	800	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	801	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	802	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	803	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	804	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	817	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	818	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	819	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	820	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	821	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	822	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	823	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	824	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	825	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	826	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	827	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	828	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	829	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	830	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	831	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	832	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	833	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	834	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	835	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	836	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	837	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	838	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	839	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	840	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	853	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	854	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	855	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	856	FY=202.48(kgf)

7	fuerza nodal	857	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	858	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	859	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	860	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	861	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	862	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	863	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	864	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	865	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	866	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	867	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	868	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	869	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	870	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	871	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	872	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	873	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	874	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	875	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	876	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	885	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	886	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	887	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	888	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	889	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	890	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	891	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	892	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	893	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	894	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	895	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	896	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	897	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	898	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	899	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	900	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	901	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	902	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	903	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	904	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	905	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	906	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	907	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	908	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	909	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	910	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	911	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	912	FY=158.28(kgf)

7	fuerza nodal	925	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	926	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	927	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	928	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	929	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	930	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	931	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	932	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	933	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	934	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	935	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	936	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	937	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	938	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	939	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	940	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	941	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	942	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	943	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	944	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	945	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	946	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	947	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	948	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	961	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	962	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	963	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	964	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	965	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	966	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	967	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	968	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	969	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	970	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	971	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	972	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	973	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	974	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	975	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	976	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	977	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	978	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	979	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	980	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	981	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	982	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	983	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	984	FY=158.28(kgf)

7	fuerza nodal	993	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	994	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	995	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	996	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	997	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	998	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	999	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	1000	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	1001	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	1002	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	1003	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	1004	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	1005	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1006	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1007	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1008	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1009	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1010	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1011	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1012	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1013	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1014	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1015	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1016	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1017	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1018	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1019	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1020	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1033	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	1034	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	1035	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	1036	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	1037	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	1038	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	1039	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	1040	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	1041	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1042	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1043	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1044	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1045	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1046	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1047	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1048	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1049	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1050	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1051	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1052	FY=158.28(kgf)

7	fuerza nodal	1053	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1054	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1055	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1056	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1069	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	1070	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	1071	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	1072	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	1073	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	1074	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	1075	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	1076	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	1077	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1078	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1079	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1080	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1081	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1082	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1083	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1084	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1085	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1086	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1087	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1088	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1089	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1090	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1091	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1092	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1101	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	1102	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	1103	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	1104	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	1105	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	1106	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	1107	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	1108	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	1109	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	1110	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	1111	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	1112	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	1113	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1114	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1115	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1116	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1117	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1118	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1119	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1120	FY=158.28(kgf)

7	fuerza nodal	1121	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1122	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1123	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1124	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1125	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1126	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1127	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1128	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1141	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	1142	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	1143	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	1144	FY=281.62(kgf)
7	fuerza nodal	1145	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	1146	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	1147	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	1148	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	1149	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1150	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1151	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1152	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1153	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1154	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1155	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1156	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1157	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1158	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1159	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1160	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1161	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1162	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1163	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1164	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1177	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	1178	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	1179	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	1180	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	1181	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	1182	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	1183	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	1184	FY=202.48(kgf)
7	fuerza nodal	1185	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1186	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1187	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1188	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1189	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1190	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1191	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1192	FY=158.28(kgf)

7	fuerza nodal	1193	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1194	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1195	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1196	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1197	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1198	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1199	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	1200	FY=158.28(kgf)
7	fuerza nodal	4	FY=1151.40(kgf)
7	fuerza nodal	9	FY=1300.92(kgf)
7	fuerza nodal	14	FY=1300.92(kgf)
7	fuerza nodal	19	FY=1300.92(kgf)
7	fuerza nodal	24	FY=1300.92(kgf)
7	fuerza nodal	29	FY=1151.40(kgf)
7	fuerza nodal	34	FY=1300.92(kgf)
7	fuerza nodal	39	FY=1508.88(kgf)
7	fuerza nodal	44	FY=1508.88(kgf)
7	fuerza nodal	49	FY=1508.88(kgf)
7	fuerza nodal	54	FY=1508.88(kgf)
7	fuerza nodal	59	FY=1300.92(kgf)
7	fuerza nodal	64	FY=1300.92(kgf)
7	fuerza nodal	69	FY=1508.88(kgf)
7	fuerza nodal	74	FY=1508.88(kgf)
7	fuerza nodal	79	FY=1508.88(kgf)
7	fuerza nodal	84	FY=1508.88(kgf)
7	fuerza nodal	89	FY=1300.92(kgf)
7	fuerza nodal	94	FY=1151.40(kgf)
7	fuerza nodal	99	FY=1300.92(kgf)
7	fuerza nodal	104	FY=1300.92(kgf)
7	fuerza nodal	109	FY=1300.92(kgf)
7	fuerza nodal	114	FY=1300.92(kgf)
7	fuerza nodal	119	FY=1151.40(kgf)
7	fuerza nodal	1205	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1206	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1207	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1208	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1209	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1210	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1211	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1212	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1213	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1214	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1215	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1216	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1217	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1218	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1219	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1220	FY=299.04(kgf)



7	fuerza nodal	1221	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1222	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1223	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1224	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1225	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1226	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1227	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1228	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1229	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1230	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1231	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1232	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1233	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1234	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1235	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1236	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1245	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1246	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1247	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1248	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1249	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1250	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1251	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1252	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1253	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1254	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1255	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1256	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1257	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1258	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1259	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1260	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1261	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1262	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1263	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1264	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1265	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1266	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1267	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1268	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1269	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1270	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1271	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1272	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1281	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1282	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1283	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1284	FY=299.04(kgf)

7	fuerza nodal	1285	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1286	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1287	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1288	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1289	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1290	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1291	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1292	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1293	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1294	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1295	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1296	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1297	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1298	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1299	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1300	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1301	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1302	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1303	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1304	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1305	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1306	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1307	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1308	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1317	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1318	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1319	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1320	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1321	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1322	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1323	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1324	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1325	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1326	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1327	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1328	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1329	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1330	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1331	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1332	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1333	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1334	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1335	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1336	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1337	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1338	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1339	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1340	FY=233.75(kgf)

7	fuerza nodal	1341	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1342	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1343	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1344	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1357	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1358	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1359	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1360	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1361	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1362	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1363	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1364	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1365	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1366	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1367	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1368	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1369	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1370	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1371	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1372	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1373	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1374	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1375	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1376	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1377	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1378	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1379	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1380	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1393	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1394	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1395	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1396	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1397	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1398	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1399	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1400	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1401	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1402	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1403	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1404	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1405	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1406	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1407	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1408	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1409	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1410	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1411	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1412	FY=233.75(kgf)

7	fuerza nodal	1413	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1414	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1415	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1416	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1425	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1426	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1427	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1428	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1429	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1430	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1431	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1432	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1433	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1434	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1435	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1436	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1437	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1438	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1439	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1440	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1441	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1442	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1443	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1444	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1445	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1446	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1447	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1448	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1449	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1450	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1451	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1452	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1465	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1466	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1467	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1468	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1469	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1470	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1471	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1472	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1473	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1474	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1475	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1476	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1477	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1478	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1479	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1480	FY=233.75(kgf)

7	fuerza nodal	1481	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1482	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1483	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1484	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1485	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1486	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1487	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1488	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1501	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1502	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1503	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1504	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1505	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1506	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1507	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1508	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1509	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1510	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1511	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1512	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1513	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1514	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1515	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1516	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1517	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1518	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1519	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1520	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1521	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1522	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1523	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1524	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1533	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1534	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1535	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1536	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1537	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1538	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1539	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1540	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1541	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1542	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1543	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1544	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1545	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1546	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1547	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1548	FY=233.75(kgf)

7	fuerza nodal	1549	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1550	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1551	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1552	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1553	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1554	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1555	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1556	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1557	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1558	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1559	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1560	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1573	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1574	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1575	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1576	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1577	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1578	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1579	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1580	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1581	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1582	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1583	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1584	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1585	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1586	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1587	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1588	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1589	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1590	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1591	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1592	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1593	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1594	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1595	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1596	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1609	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1610	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1611	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1612	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1613	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1614	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1615	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1616	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1617	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1618	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1619	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1620	FY=233.75(kgf)

7	fuerza nodal	1621	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1622	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1623	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1624	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1625	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1626	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1627	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1628	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1629	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1630	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1631	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1632	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1641	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1642	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1643	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1644	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1645	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1646	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1647	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1648	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1649	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1650	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1651	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1652	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1653	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1654	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1655	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1656	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1657	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1658	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1659	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1660	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1661	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1662	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1663	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1664	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1665	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1666	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1667	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1668	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1681	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1682	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1683	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1684	FY=415.91(kgf)
7	fuerza nodal	1685	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1686	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1687	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1688	FY=299.04(kgf)

7	fuerza nodal	1689	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1690	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1691	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1692	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1693	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1694	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1695	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1696	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1697	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1698	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1699	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1700	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1701	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1702	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1703	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1704	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1717	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1718	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1719	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1720	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1721	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1722	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1723	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1724	FY=299.04(kgf)
7	fuerza nodal	1725	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1726	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1727	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1728	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1729	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1730	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1731	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1732	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1733	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1734	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1735	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1736	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1737	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1738	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1739	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	1740	FY=233.75(kgf)
7	fuerza nodal	5	FY=1004.15(kgf)
7	fuerza nodal	10	FY=1219.86(kgf)
7	fuerza nodal	15	FY=1219.86(kgf)
7	fuerza nodal	20	FY=1219.86(kgf)
7	fuerza nodal	25	FY=1219.86(kgf)
7	fuerza nodal	30	FY=1004.15(kgf)
7	fuerza nodal	35	FY=1219.86(kgf)
7	fuerza nodal	40	FY=1519.89(kgf)



7	fuerza nodal	45	FY=1519.89(kgf)
7	fuerza nodal	50	FY=1519.89(kgf)
7	fuerza nodal	55	FY=1519.89(kgf)
7	fuerza nodal	60	FY=1219.86(kgf)
7	fuerza nodal	65	FY=1219.86(kgf)
7	fuerza nodal	70	FY=1519.89(kgf)
7	fuerza nodal	75	FY=1519.89(kgf)
7	fuerza nodal	80	FY=1519.89(kgf)
7	fuerza nodal	85	FY=1519.89(kgf)
7	fuerza nodal	90	FY=1219.86(kgf)
7	fuerza nodal	95	FY=1004.15(kgf)
7	fuerza nodal	100	FY=1219.86(kgf)
7	fuerza nodal	105	FY=1219.86(kgf)
7	fuerza nodal	110	FY=1219.86(kgf)
7	fuerza nodal	115	FY=1219.86(kgf)
7	fuerza nodal	120	FY=1004.15(kgf)
7	fuerza nodal	1745	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	1746	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	1747	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	1748	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	1749	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1750	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1751	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1752	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1753	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1754	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1755	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1756	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1757	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	1758	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	1759	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	1760	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	1761	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1762	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1763	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1764	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1765	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1766	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1767	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1768	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1769	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1770	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1771	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1772	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1773	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1774	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1775	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1776	FY=337.24(kgf)

7	fuerza nodal	1785	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	1786	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	1787	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	1788	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	1789	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1790	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1791	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1792	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1793	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1794	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1795	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1796	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1797	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1798	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1799	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1800	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1801	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1802	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1803	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1804	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1805	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1806	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1807	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1808	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1809	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1810	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1811	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1812	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1821	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	1822	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	1823	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	1824	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	1825	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	1826	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	1827	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	1828	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	1829	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1830	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1831	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1832	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1833	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1834	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1835	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1836	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1837	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1838	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1839	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1840	FY=337.24(kgf)

7	fuerza nodal	1841	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1842	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1843	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1844	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1845	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1846	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1847	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1848	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1857	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	1858	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	1859	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	1860	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	1861	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1862	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1863	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1864	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1865	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1866	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1867	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1868	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1869	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1870	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1871	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1872	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1873	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1874	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1875	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1876	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1877	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1878	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1879	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1880	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1881	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1882	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1883	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1884	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1897	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1898	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1899	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1900	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1901	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1902	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1903	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1904	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1905	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1906	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1907	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1908	FY=337.24(kgf)

7	fuerza nodal	1909	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1910	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1911	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1912	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1913	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1914	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1915	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1916	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1917	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1918	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1919	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1920	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1933	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	1934	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	1935	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	1936	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	1937	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1938	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1939	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1940	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1941	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1942	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1943	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1944	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1945	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1946	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1947	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1948	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1949	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1950	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1951	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1952	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1953	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1954	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1955	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1956	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1965	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	1966	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	1967	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	1968	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	1969	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1970	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1971	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1972	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1973	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1974	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1975	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	1976	FY=600.05(kgf)

7	fuerza nodal	1977	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1978	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1979	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1980	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1981	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1982	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1983	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1984	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1985	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1986	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1987	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1988	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1989	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1990	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1991	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	1992	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2005	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	2006	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	2007	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	2008	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	2009	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	2010	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	2011	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	2012	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	2013	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2014	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2015	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2016	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2017	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2018	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2019	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2020	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2021	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2022	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2023	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2024	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2025	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2026	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2027	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2028	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2041	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	2042	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	2043	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	2044	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	2045	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	2046	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	2047	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	2048	FY=600.05(kgf)

7	fuerza nodal	2049	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2050	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2051	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2052	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2053	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2054	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2055	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2056	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2057	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2058	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2059	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2060	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2061	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2062	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2063	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2064	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2073	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	2074	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	2075	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	2076	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	2077	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	2078	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	2079	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	2080	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	2081	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	2082	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	2083	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	2084	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	2085	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2086	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2087	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2088	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2089	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2090	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2091	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2092	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2093	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2094	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2095	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2096	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2097	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2098	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2099	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2100	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2113	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	2114	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	2115	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	2116	FY=600.05(kgf)

7	fuerza nodal	2117	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	2118	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	2119	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	2120	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	2121	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2122	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2123	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2124	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2125	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2126	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2127	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2128	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2129	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2130	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2131	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2132	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2133	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2134	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2135	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2136	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2149	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	2150	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	2151	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	2152	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	2153	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	2154	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	2155	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	2156	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	2157	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2158	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2159	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2160	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2161	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2162	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2163	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2164	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2165	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2166	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2167	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2168	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2169	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2170	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2171	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2172	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2181	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	2182	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	2183	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	2184	FY=431.43(kgf)

7	fuerza nodal	2185	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	2186	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	2187	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	2188	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	2189	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	2190	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	2191	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	2192	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	2193	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2194	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2195	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2196	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2197	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2198	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2199	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2200	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2201	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2202	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2203	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2204	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2205	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2206	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2207	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2208	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2221	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	2222	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	2223	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	2224	FY=600.05(kgf)
7	fuerza nodal	2225	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	2226	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	2227	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	2228	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	2229	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2230	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2231	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2232	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2233	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2234	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2235	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2236	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2237	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2238	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2239	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2240	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2241	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2242	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2243	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2244	FY=337.24(kgf)



7	fuerza nodal	2257	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	2258	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	2259	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	2260	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	2261	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	2262	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	2263	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	2264	FY=431.43(kgf)
7	fuerza nodal	2265	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2266	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2267	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2268	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2269	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2270	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2271	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2272	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2273	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2274	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2275	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2276	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2277	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2278	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2279	FY=337.24(kgf)
7	fuerza nodal	2280	FY=337.24(kgf)
8	(EF) fuerza en el punto X=7.50(m) Y=12.50(m) Z=9.00(m)		FX=61.01(kgf)
8	(EF) fuerza en el punto X=7.50(m) Y=12.50(m) Z=6.00(m)		FX=45.75(kgf)
8	(EF) fuerza en el punto X=7.50(m) Y=12.50(m) Z=3.00(m)		FX=31.47(kgf)
8	(EF) fuerza en el punto X=7.50(m) Y=12.50(m)		FX=16.27(kgf)
9	(EF) fuerza en el punto X=7.50(m) Y=12.50(m) Z=9.00(m)		FY=61.01(kgf)
9	(EF) fuerza en el punto X=7.50(m) Y=12.50(m) Z=6.00(m)		FY=45.75(kgf)
9	(EF) fuerza en el punto X=7.50(m) Y=12.50(m) Z=3.00(m)		FY=31.47(kgf)
9	(EF) fuerza en el punto X=7.50(m) Y=12.50(m)		FY=16.27(kgf)

**Combinación/Componente**

ELU/4

ELU/5

**Definición**

1\*1.4000000

1\*1.2000000+2\*1.6000000

**17. Resultados teóricos - disposiciones de las armaduras**

Lista de soluciones:

Armado con barras  
Solución n.º

Armaduras  
Diámetro / Peso

Peso total  
(kG)  
4662.62

1

-

Resultados para la solución n.º 1  
Zonas de armadura

Armadura inferior

Nombre	coordenadas				Armaduras		adoptadas	
	At		Ar		f	(mm)	/	(cm)
	x1	y1	x2	y2				
	(cm2/m)							
1/1- Ax Principal	0.00	0.00	5.00	5.00	10.0 / 20.0		3.02	<
	3.93							
2/2- Ax Principal	5.00	0.00	10.00	5.00	10.0 / 20.0		3.02	<
	3.93							
3/3- Ax Principal	10.00	0.00	15.00	5.00	10.0 / 20.0		3.02	<
	3.93							
4/4- Ax Principal	10.00	-5.00	15.00	0.00	10.0 / 20.0		3.02	<
	3.93							
5/5- Ax Principal	10.00	0.00	5.00	-5.00	10.0 / 20.0		3.02	<
	3.93							
6/6- Ax Principal	-0.00	-0.00	5.00	-5.00	10.0 / 20.0		3.02	<
	3.93							
7/7- Ax Principal	-0.00	-5.00	5.00	-10.00	10.0 / 20.0		3.02	<
	3.93							
8/8- Ax Principal	5.00	-10.00	10.00	-5.00	10.0 / 20.0		3.02	<
	3.93							
9/9- Ax Principal	10.00	-10.00	15.00	-5.00	10.0 / 20.0		3.02	<
	3.93							
10/10- Ax Principal	10.00	-10.00	15.00	-15.00	10.0 / 20.0		3.02	<
	3.93							
11/11- Ax Principal	10.00	-10.00	5.00	-15.00	10.0 / 20.0		3.02	<
	3.93							
12/12- Ax Principal	-0.00	-10.00	5.00	-15.00	10.0 / 20.0		3.02	<
	3.93							
13/13- Ax Principal	10.00	-15.00	15.00	-20.00	10.0 / 20.0		3.02	<
	3.93							
14/14- Ax Principal	10.00	-15.00	5.00	-20.00	10.0 / 20.0		3.02	<
	3.93							
15/15- Ax Principal	5.00	-20.00	0.00	-15.00	10.0 / 20.0		3.02	<
	3.93							
1/16- Ay Perpendicular		0.00	0.00	5.00	5.00		10.0	/
20.0	3.02	<	3.93					
2/17- Ay Perpendicular		5.00	0.00	10.00	5.00		10.0	/
20.0	3.02	<	3.93					

3/18- Ay Perpendicular	10.00	0.00	15.00	5.00		10.0	/
20.0	3.02	<	3.93				
4/19- Ay Perpendicular	10.00	-5.00	15.00	0.00		10.0	/
20.0	3.02	<	3.93				
5/20- Ay Perpendicular	10.00	0.00	5.00	-5.00		10.0	/
20.0	3.02	<	3.93				
6/21- Ay Perpendicular	-0.00	-0.00	5.00	-5.00		10.0	/
20.0	3.02	<	3.93				
7/22- Ay Perpendicular	-0.00	-5.00	5.00	-10.00		10.0	/
20.0	3.02	<	3.93				
8/23- Ay Perpendicular	5.00	-10.00	10.00	-5.00		10.0	/
20.0	3.02	<	3.93				
9/24- Ay Perpendicular	10.00	-10.00	15.00	-5.00		10.0	/
20.0	3.02	<	3.93				
10/25- Ay Perpendicular	10.00	-10.00	15.00	-15.00		10.0	/
20.0	3.02	<	3.93				
11/26- Ay Perpendicular	10.00	-10.00	5.00	-15.00		10.0	/
20.0	3.02	<	3.93				
12/27- Ay Perpendicular	-0.00	-10.00	5.00	-15.00		10.0	/
20.0	3.02	<	3.93				
13/28-(13/29-) Ay Perpendicular	10.00	-16.00	11.00			-19.00	
	10.0 / 10.0	3.02	<	7.85			
13/29- Ay Perpendicular	10.00	-15.00	15.00	-20.00		10.0	/
20.0	3.02	<	3.93				
14/30- Ay Perpendicular	10.00	-15.00	5.00	-20.00		10.0	/
20.0	3.02	<	3.93				
15/31-(15/32-) Ay Perpendicular	5.00	-19.00	4.00			-16.00	
	10.0 / 10.0	3.02	<	7.85			
15/32- Ay Perpendicular	5.00	-20.00	0.00	-15.00		10.0	/
20.0	3.02	<	3.93				

Armadura superior

Nombre	coordenadas				Armaduras		adoptadas	
	At				Ar			
	x1	y1	x2	y2	f	(mm)	/	(cm)
	(cm <sup>2</sup> /m)		(cm <sup>2</sup> /m)					
1/1+ Ax Principal	0.00	0.00	5.00	5.00	10.0 / 20.0		3.68	<
	3.93							
2/2+(1/1+) Ax Principal	5.00	0.00	10.00		5.00		10.0	/
20.0	3.63	<	3.93					
3/3+(1/1+) Ax Principal	10.00	0.00	15.00		5.00		10.0	/
20.0	3.68	<	3.93					
4/4+(1/1+) Ax Principal	10.00	-5.00	15.00		0.00		10.0	/
20.0	3.42	<	3.93					
5/5+ Ax Principal	10.00	0.00	5.00	-5.00	10.0 / 20.0		3.37	<
	3.93							
6/6+ Ax Principal	-0.00	-0.00	5.00	-5.00	10.0 / 20.0		3.63	<
	3.93							

7/7+(6/6+) Ax Principal	-0.00	-5.00	5.00	-10.00	10.0	/
20.0	3.59	<	3.93			
8/8+(1/1+) Ax Principal	5.00	-10.00	10.00	-5.00	10.0	/
20.0	3.37	<	3.93			
9/9+(1/1+) Ax Principal	10.00	-10.00	15.00	-5.00	10.0	/
20.0	3.42	<	3.93			
10/10+(6/6+) Ax Principal	10.00	-10.00	15.00	-15.00	10.0	/
20.0	3.63	<	3.93			
11/11+(5/5+) Ax Principal	10.00	-10.00	5.00	-15.00	10.0	/
20.0	3.37	<	3.93			
12/12+(6/6+) Ax Principal	-0.00	-10.00	5.00	-15.00	10.0	/
20.0	3.63	<	3.93			
13/13+(6/6+) Ax Principal	10.00	-15.00	15.00	-20.00	10.0	/
20.0	3.68	<	3.93			
14/14+(5/5+) Ax Principal	10.00	-15.00	5.00	-20.00	10.0	/
20.0	3.66	<	3.93			
15/15+ Ax Principal	5.00	-20.00	0.00	-15.00	10.0 / 20.0	3.68 <
	3.93					
1/16+ Ay Perpendicular	0.00	0.00	5.00	5.00	10.0	/
20.0	3.91	<	3.93			
2/17+(1/16+) Ay Perpendicular		5.00	0.00	10.00	5.00	
	10.0 / 20.0	3.59	<	3.93		
3/18+(1/16+) Ay Perpendicular		10.00	0.00	15.00	5.00	
	10.0 / 20.0	3.91	<	3.93		
4/19+(1/16+) Ay Perpendicular		10.00	-5.00	15.00	0.00	
	10.0 / 20.0	3.86	<	3.93		
5/20+ Ay Perpendicular	10.00	0.00	5.00	-5.00	10.0	/
20.0	3.54	<	3.93			
6/21+ Ay Perpendicular	-0.00	-0.00	5.00	-5.00	10.0	/
20.0	3.59	<	3.93			
7/22+(6/21+) Ay Perpendicular		-0.00	-5.00	5.00	-10.00	
	10.0 / 20.0	3.60	<	3.93		
8/23+(1/16+) Ay Perpendicular		5.00	-10.00	10.00	-5.00	
	10.0 / 20.0	3.49	<	3.93		
9/24+(1/16+) Ay Perpendicular		10.00	-10.00	15.00	-5.00	
	10.0 / 20.0	3.81	<	3.93		
10/25+(6/21+) Ay Perpendicular		10.00	-10.00	15.00	-15.00	
	10.0 / 20.0	3.59	<	3.93		
11/26+(5/20+) Ay Perpendicular		10.00	-10.00	5.00	-15.00	
	10.0 / 20.0	3.55	<	3.93		
12/27+(6/21+) Ay Perpendicular		-0.00	-10.00	5.00	-15.00	
	10.0 / 20.0	3.59	<	3.93		
13/28+(6/21+) Ay Perpendicular		10.00	-16.00	11.00	-19.00	
	10.0 / 10.0	3.93	<	7.85		
13/29+(6/21+) Ay Perpendicular		10.00	-15.00	15.00	-20.00	
	10.0 / 20.0	3.20	<	3.93		
14/30+(5/20+) Ay Perpendicular		10.00	-15.00	5.00	-20.00	
	10.0 / 20.0	3.60	<	3.93		

15/31+(15/32+) Ay Perpendicular	5.00	-19.00	4.00	-16.00
10.0 / 10.0	3.93	<	7.85	
15/32+ Ay Perpendicular	5.00	-20.00	0.00	-15.00
20.0	3.20	<	3.93	10.0 /

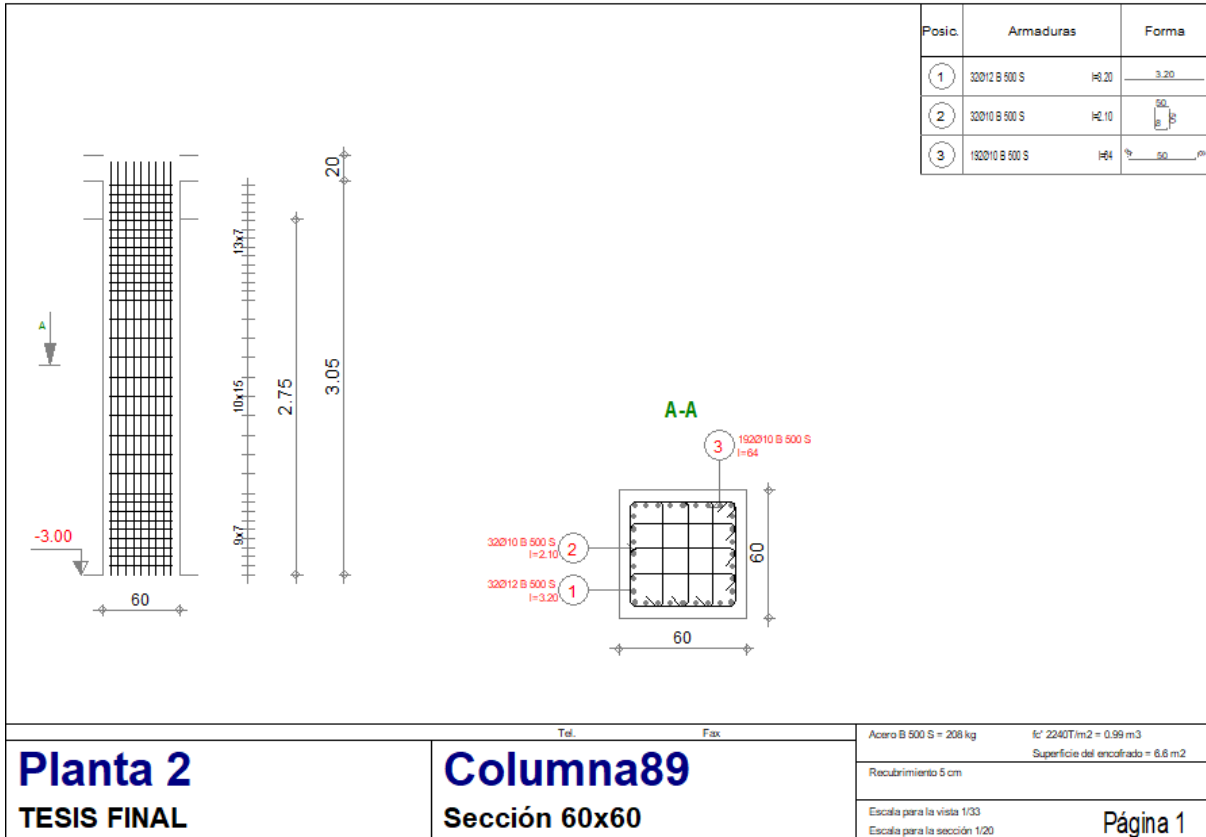
## 18. Cuantitativo

- Volumen del hormigón = 75.00 (m<sup>3</sup>)
- Superficie de encofrado = 375.00 (m<sup>2</sup>)
- circunferencia de la losa = 80.00 (m)
- Superficie de los huecos = 0.00 (m<sup>2</sup>)
  
- Acero B 500 S
- Peso total = 5358.92 (kG)
- Densidad = 71.45 (kG/m<sup>3</sup>)
- Diámetro medio = 10.0 (mm)
- Lista según diámetros:

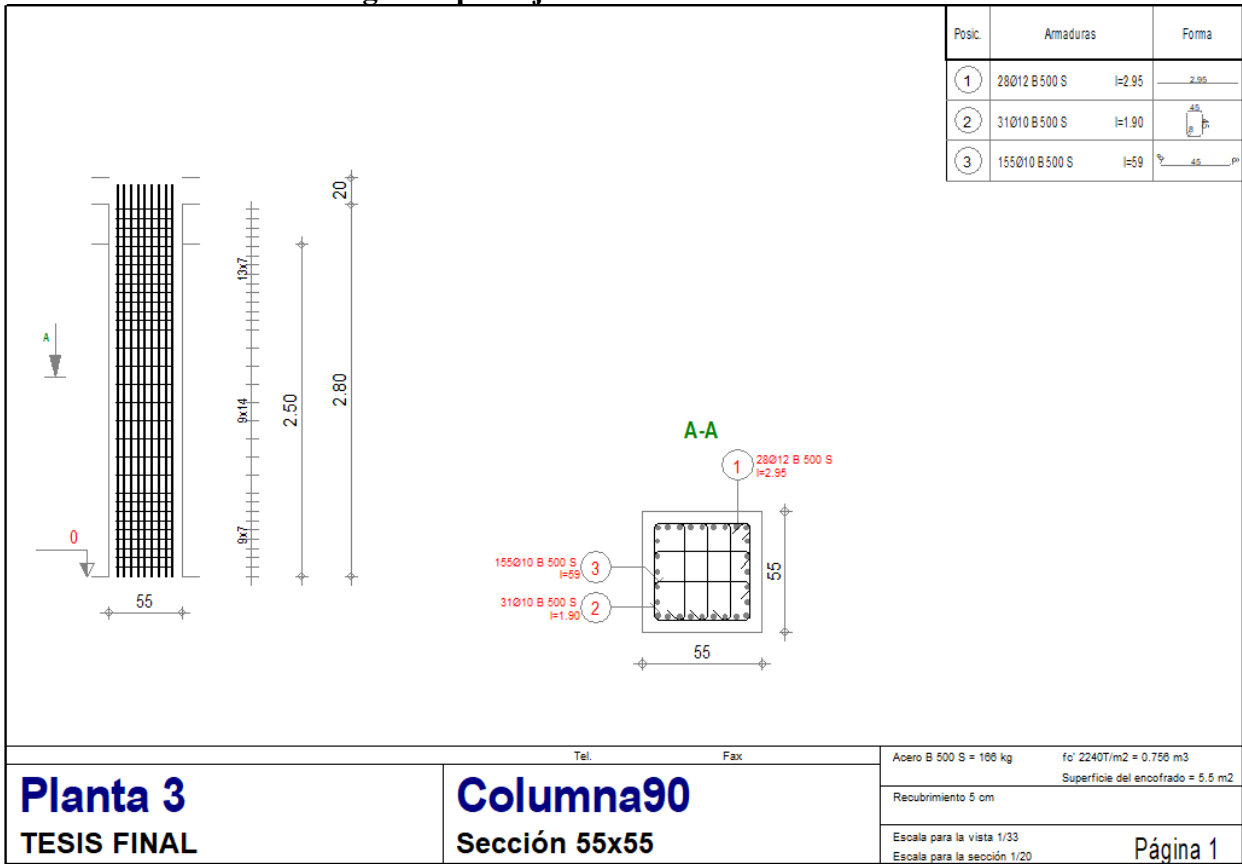
Diámetro	Longitud (m)	Número de elementos idénticos:
10	2.03	30
10	2.28	15
10	2.34	15
10	5.54	400
10	5.70	250
10	6.03	350
10	6.34	125
10	7.78	50
10	8.07	50
10	8.42	50
10	10.70	75

**Anexo 2.-  
Planos**

**Plano de la columna del primer piso eje D-5**



**Plano de la columna del segundo piso eje D-5.**

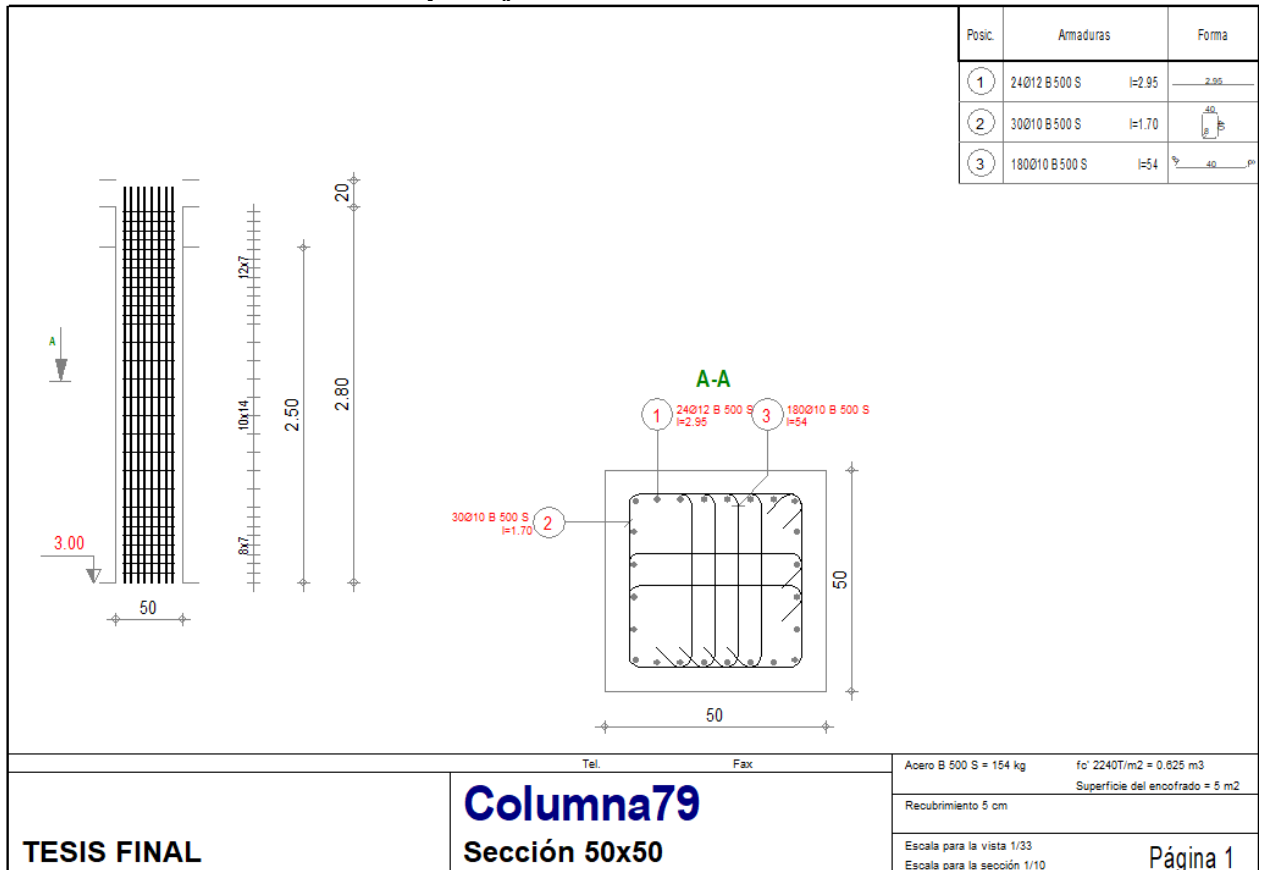


**Planta 3**  
TESIS FINAL

**Columna90**  
Sección 55x55

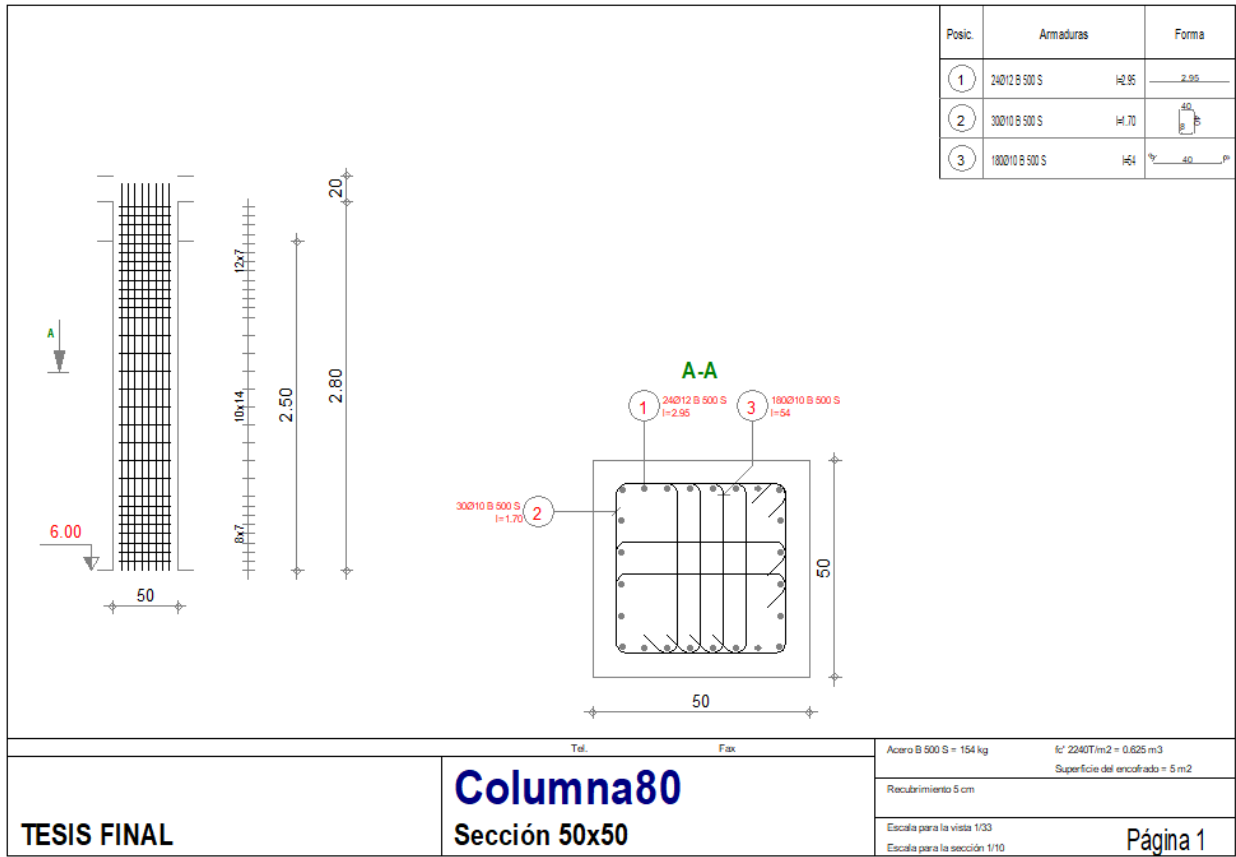
Tel.	Fax	Acero B 500 S = 166 kg	fc' 22407/m2 = 0.756 m3
			Superficie del encofrado = 5.5 m2
		Recubrimiento 5 cm	
		Escala para la vista 1/33	
		Escala para la sección 1/20	Página 1

## Plano de la columna del tercer piso eje D-2.





## Plano de la columna del cuarto piso eje D-2.



TESIS FINAL

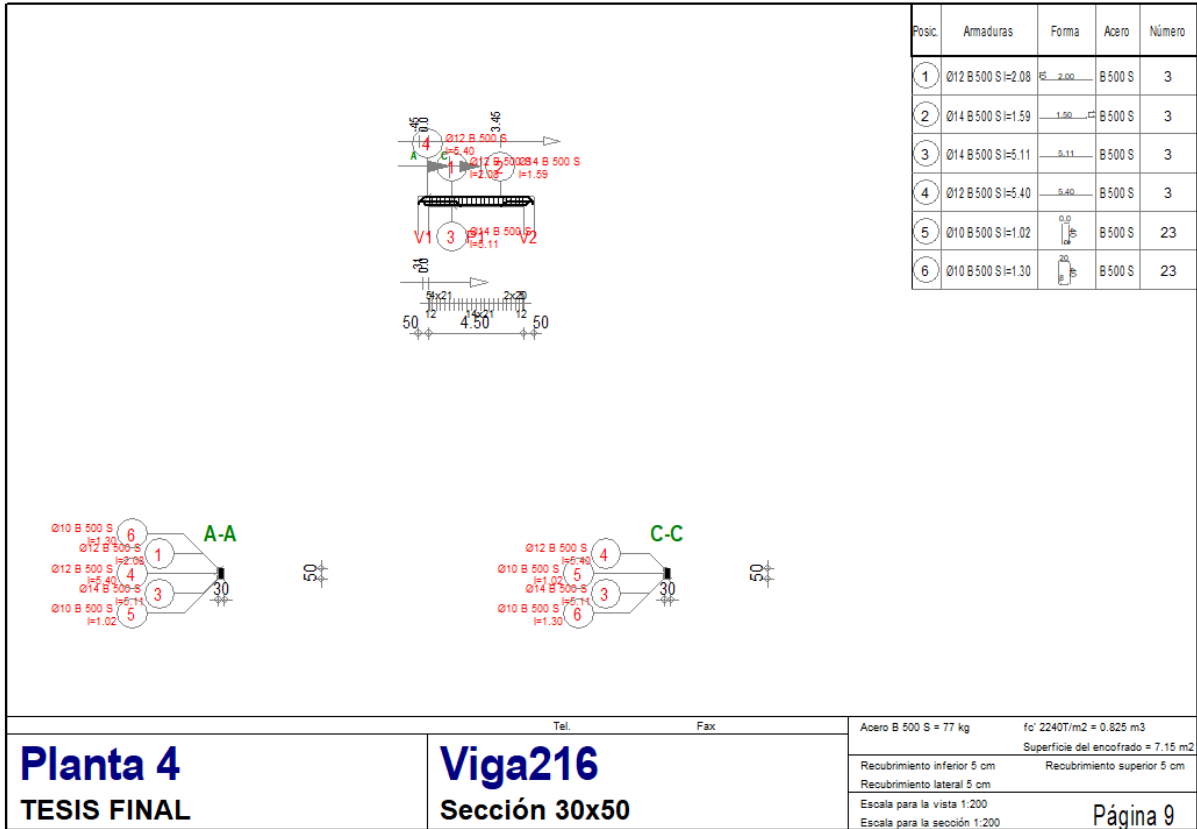
Tel. Fax  
**Columna80**  
 Sección 50x50

Acero B 500 S = 154 kg  $l^3/2240T/m^2 = 0.625 m^3$   
 Superficie del encofrado = 5 m<sup>2</sup>

Recubrimiento 5 cm  
 Escala para la vista 1/33  
 Escala para la sección 1/10

Página 1

### Plano de la viga.



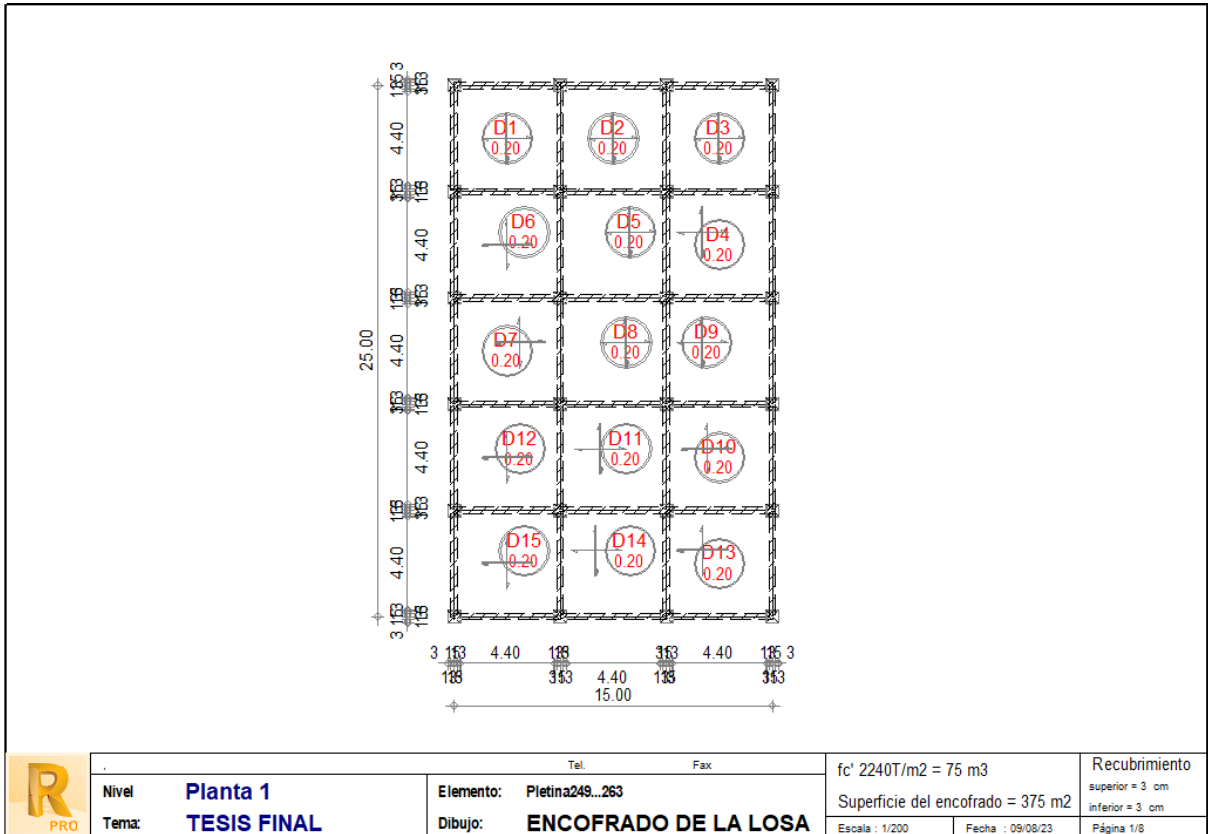
**Planta 4**  
TESIS FINAL

**Viga216**  
Sección 30x50

Tel. Fax  
 Acero B 500 S = 77 kg       $f_c$  2240T/m<sup>2</sup> = 0.825 m<sup>3</sup>  
 Superficie del encofrado = 7.15 m<sup>2</sup>  
 Recubrimiento inferior 5 cm      Recubrimiento superior 5 cm  
 Recubrimiento lateral 5 cm  
 Escala para la vista 1:200      Escala para la sección 1:200

Página 9

### Plano de la losa.



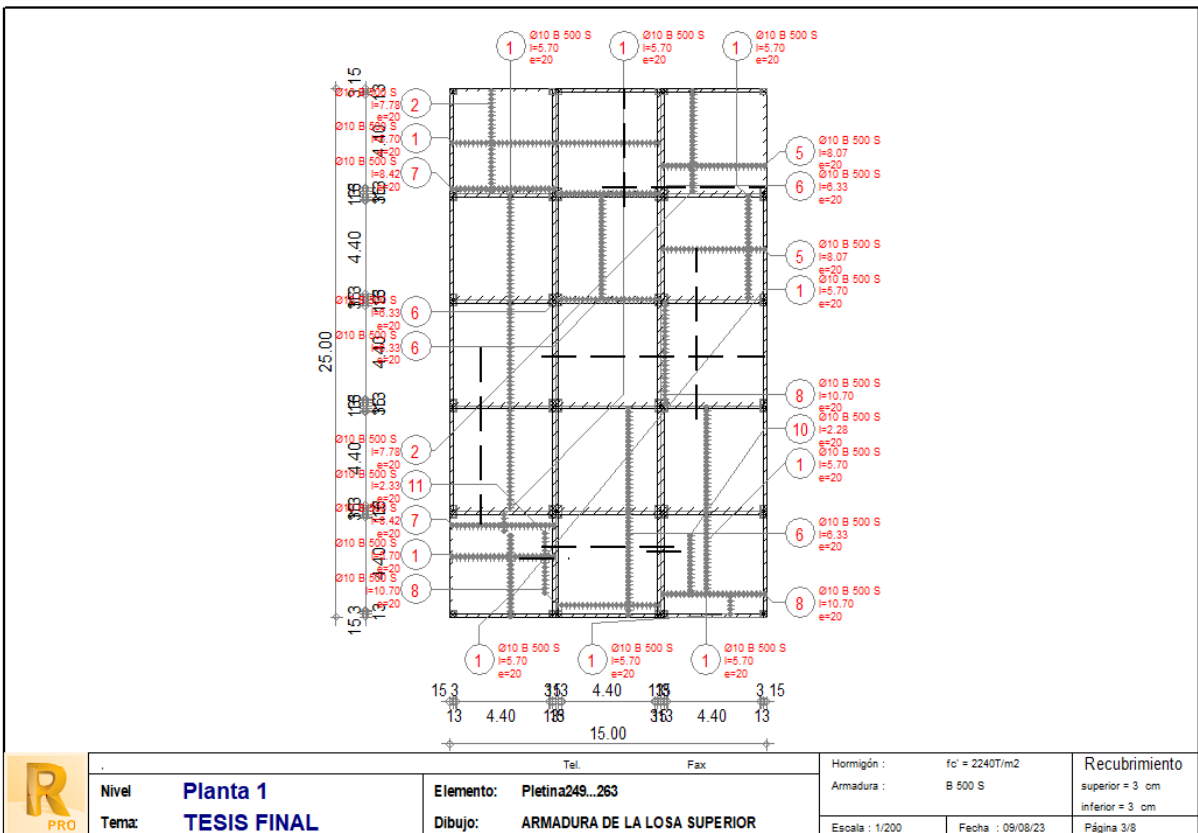
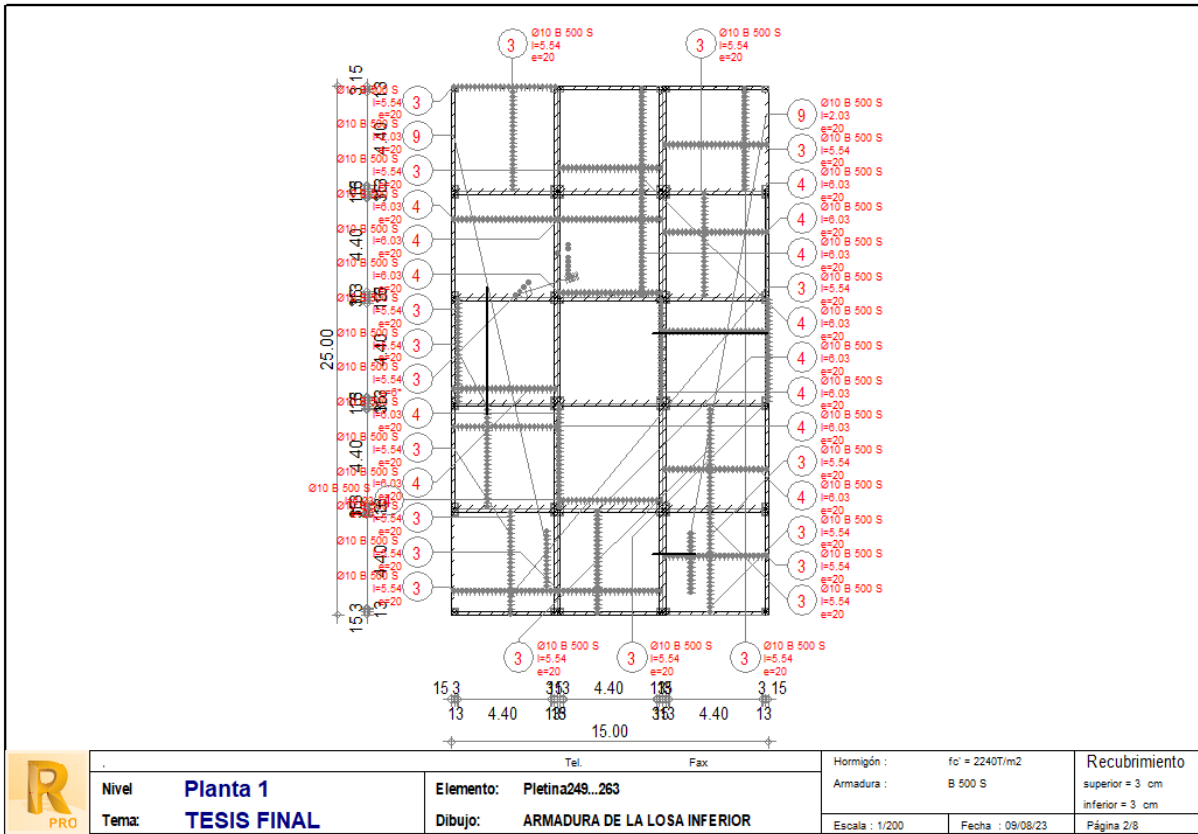
Nivel **Planta 1**  
Tema: **TESIS FINAL**

Elemento: **Pletina249...263**  
Dibujo: **ENCOFRADO DE LA LOSA**

$f_c$  2240T/m<sup>2</sup> = 75 m<sup>3</sup>  
Superficie del encofrado = 375 m<sup>2</sup>


Recubrimiento superior = 3 cm  
inferior = 3 cm  
Página 1/8

Escala : 1/200      Fecha : 09/08/23



Posic.	Armaduras	Forma
①	250Ø10 B 500 S	l=5.70 <span style="float:right">5.64 P<sup>a</sup></span>
②	500Ø10 B 500 S	l=7.78 <span style="float:right">7.73 P<sup>a</sup></span>
③	400Ø10 B 500 S	l=5.54 <span style="float:right">5.48 P<sup>a</sup></span>
④	350Ø10 B 500 S	l=6.03 <span style="float:right">6.03</span>
⑤	500Ø10 B 500 S	l=8.07 <span style="float:right">8.07</span>
⑥	125Ø10 B 500 S	l=6.33 <span style="float:right">6.34</span>
⑦	500Ø10 B 500 S	l=8.42 <span style="float:right">8.42</span>
⑧	750Ø10 B 500 S	l=10.70 <span style="float:right">10.64 P<sup>a</sup></span>
⑨	300Ø10 B 500 S	l=2.03 <span style="float:right">2.03</span>
⑩	150Ø10 B 500 S	l=2.28 <span style="float:right">2.28</span>
⑪	150Ø10 B 500 S	l=2.33 <span style="float:right">2.34</span>

	Tel.                      Fax	Hormigón :                      f'c = 2240T/m2	Recubrimiento
	<b>Nivel</b> <b>Planta 1</b> <b>Tema:</b> <b>TESIS FINAL</b>	<b>Elemento:</b> <b>Pletina249...263</b> <b>Dibujo:</b> <b>LISTA DE ARMADURAS</b>	Armadura :                      B 500 S
		Fecha : 09/08/23	Página 4/8