



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

**DISEÑO Y CÁLCULO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE HORMIGÓN
ARMADO DE 4 PLANTAS PARA VIVIENDAS DE INTERÉS SOCIAL**

Trabajo de titulación previo a la obtención del título de:
Ingeniero Civil

AUTOR: LESLY NICOLE TORRES LLORELA
AUTOR: LUIGGI FERNANDO DÍAZ ACOSTA
TUTOR: ING. LEONARDO JAVIER ECHEVERRÍA, DBA.

Guayaquil – Ecuador
2023

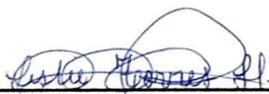
RESPONSABILIDAD Y AUDITORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Nosotros, Lesly Nicole Torres Llorela con documento de identificación N° 0952976181 y Luigi Fernando Díaz Acosta con documento de identificación N° 0951851948; Manifestamos que:

Somos los autores y responsables 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, de agosto del año 2023.

Atentamente,



Lesly Nicole Torres Llorela

0952976181



Luigi Fernando Díaz Acosta

0951851948

CESIÓN DE DERECHOS DE LOS AUTORES

Nosotros, Lesly Nicole Torres Llorela con documento de identificación N° 0952976181 y Luiggi Fernando Díaz Acosta con documento de identificación N° 0951851948, 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 los autores del trabajo de titulación intitulado: "Diseño y cálculo estructural de una edificación de hormigón armado de 4 plantas para vivienda de interés social" , mismo que ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingenieros Civiles, 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, de agosto del año 2023.

Atentamente,



Lesly Nicole Torres Llorela

0952976181



Luiggi Fernando Díaz Acosta

0951851948

DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Leonardo Javier Echeverría Fabre con documento de identidad N° 0902190883, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: "Diseño y cálculo estructural de una edificación de hormigón armado de 4 plantas para vivienda de interés social", realizado por Lesly Nicole Torres Llorela con documento de identificación N° 0952976181 y por Luiggi Fernando Díaz Acosta con documento de identificación N° 0951851948, 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, de agosto del año 2023.

Atentamente,



Ing. Leonardo Echeverría Fabre, DBA

0902190883

DEDICATORIA

Este trabajo de titulación está dedicado en primer lugar a Dios, por estar presente en todas las adversidades a lo largo de mi formación universitaria y ayudarme a poder sobrellevarlas, por brindarme sabiduría y las fuerzas necesarias para culminar con éxito. En segundo lugar, a las personas más importantes de mi vida, mis queridos padres, sin duda esta nueva meta es el reflejo de su esfuerzo sin ustedes esto no hubiera sido posible. Estoy muy orgullosa de que sean mi guía terrenal y sobre todo que puedan estar compartiendo este logro conmigo.

Lesly Nicole Torres Llorela

AGRADECIMIENTO

Agradezco en primer lugar a Dios por permitirme llegar a esta prestigiosa institución Universitaria y poder culminar con éxito mi formación profesional. A mi estimado tutor el Ing. Leonardo Echeverria Fabre, DBA por brindarme sus más preciados conocimientos, por ser el primer docente en confiar en mis capacidades desde primer semestre. Y aportar no solo en mi formación profesional.

A Segundo Torres y Sonia Llorela por ser mi mayor motivación para cumplir este sueño, por inspirarme a ser perseverante, por estar a mi lado durante los días y noches más difíciles de mis estudios. Han sido mis mejores guías en la vida los amo. gracias por guiarme a ser quien soy hoy por apoyarme y creer siempre en mí.

A mis hermanos Nestor y Nathaly por estar pendiente a mis necesidades, darme ánimo y brindarme de su apoyo incondicional.

A todos mis amigos quienes estuvieron prestos a darme la mano cuando lo necesité y por las anécdotas buenas y malas vividas en este transcurso de formación.

A todos los docentes que pusieron corazón y dedicación para brindarme sus conocimientos, por compartirme sus experiencias e inculcarme un ideal en el ámbito profesional.

Y por último y no menos importante a mi mascota Panchita, por su grata compañía durante este largo proceso formativo.

Lesly Nicole Torres Llorela

DEDICATORIA

Esta tesis está dedicada a mis padres por ser una guía y un ejemplo de vida a mis hijos por ser mi motivación y mi fortaleza a mi esposa que ha sido mi apoyo y mi soporte.

Luiggi Fernando Díaz Acosta

AGRADECIMIENTO

Deseo agradecer a Dios por permitirme culminar mis estudios de forma satisfactoria, a mi tutor el Ing. Leonardo Echeverría Fabre, DBA por ser una gran imagen y ejemplo a seguir, por la calidez y el apoyo siempre prestado durante este largo proceso.

Quiero expresar mi total y agradecimiento a Pedro Diaz y Elena Acosta por ser un pilar fundamental en mi educación por brindarme su motivación y su apoyo incondicional ,Irene Llivizaca por su apoyo, comprensión y paciencia gracias por brindarme de su desinteresado amor, tiempo y espacio para culminar mis estudios, a mis compañeros que hemos interactuado de forma directa a lo largo de este proceso educativo ,a los docentes que aportaron con sus conocimientos y brindar las herramientas necesarias para la comprensión de temas fundamentales.

Luiggi Fernando Díaz Acosta

INDICE

CAPÍTULO I	1
GENERALIDADES	1
Introducción.....	1
Uso de la estructura	4
Descripción geométrica de la edificación	4
Ubicación:	6
Objetivo	7
Objetivo general:.....	7
Objetivos específicos:	7
Normas utilizadas.....	9
CAPÍTULO II	10
MODELADO DE LA ESTRUCTURA EN EL SOFTWARE	10
Ajuste del programa	10
Preferencias del trabajo	10
Preferencias del Proyecto	13
Sistemas estructurales:	17
Creación del modelo	19
Componentes básicos.....	20
Modelado de secciones de columnas	20
Modelado de secciones de vigas	22
Modelado de secciones de losas	23
Material	24
Hormigón Armado.....	24

Acero:.....	24
Análisis de Cargas	24
Carga muerta	24
Carga viva.....	26
Cargas Climáticas.....	26
Carga sísmica	26
Combinaciones de carga:.....	27
CAPITULO III	29
CÁLCULO Y ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA.....	29
Coeficientes de perfil de suelo:	31
Coeficientes de	34
Espectro Sísmico	36
Periodo de vibración.....	39
Método #1	39
Método #2.....	40
Cortante basal:.....	40
Fuerza sísmica de diseño:	41
Rigidez lateral	52
Método de Wilbur	52
Análisis de Derivas.....	55
Desplazamientos en “X”	56
Desplazamientos en “Y”	57
Análisis respecto al eje “X”	57
Análisis respecto al eje “Y”	58

CAPÍTULO IV	60
DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO	60
Diseño Vigas	60
Nota de cálculo	63
Diseño Columnas	67
Nota de cálculo	71
Nota de cálculo	78
Nota de cálculo	85
Nota de cálculo	92
Diseño de losa	96
Nota de cálculo	97
CAPÍTULO V	101
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	101
Conclusiones.....	101
Recomendaciones.....	101
BIBLIOGRAFÍA	103

INDICE DE ANEXOS

ANEXOS	104
Anexo 1: Vigas	104
Anexo 2: Columnas	111
Anexo 3: Losas.....	116

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Distancia entre ejes.....	6
Tabla 2. Resumen de elementos estructurales.....	23
Tabla 3. Carga de elementos para definir carga muerta.....	25
Tabla 4. Resumen de cargas totales	27
Tabla 5. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada	29
Tabla 6. Clasificación de perfiles de suelo.....	30
Tabla 7. Tipos de suelo y factores de sitio F_a	31
Tabla 8. Tipos de suelo y factores de comportamiento inelástico del subsuelo F_s	31
Tabla 9. Tipos de suelo y factores de sitio F_d	32
Tabla 10. Coeficiente R para Sistemas Estructurales Dúctiles	32
Tabla 11. Factor r	33
Tabla 12. Razón de aceleración espectral.....	33
Tabla 13. Factor de configuración en planta.....	35
Tabla 14. Factor de configuración en elevación.....	35
Tabla 15. Resumen de datos para Espectro Sísmico	36
Tabla 16. Esquema de Aceleración vs Periodo de vibración en análisis Estático y Dinámico para estructuras convencional.....	38
Tabla 17. Coeficientes que dependen del tipo de estructura.	39
Tabla 18. Resumen del Cortante Basal	40
Tabla 19. Coeficiente K según el Periodo de Vibración	42
Tabla 20. Distribución de fuerzas Sísmicas	42

Tabla 21. Resumen de rigideces en el eje “X”	53
Tabla 22. Resumen de rigideces en el eje “Y”	54
Tabla 23. Valores de derivas máximas	59
Tabla 24. Datos para cálculo de vigas	61
Tabla 25. Sección de la viga en sentido X-X.....	62
Tabla 26. Datos para cálculo de columna P1.....	67
Tabla 27. Datos para cálculo de columna P2.....	75
Tabla 28. Datos para cálculo de columna P3.....	82
Tabla 29. Datos para cálculo de columna P4.....	89

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Uso de la edificación-Elevación frontal.....	4
Figura 2. Planta Tipo	5
Figura 3. Localización del Proyecto.....	6
Figura 4. Modelo estructural	8
Figura 5. Configuración de preferencias de trabajo.....	10
Figura 6. Configuración de Idioma.....	10
Figura 7. Configuración general	11
Figura 8. Configuración de parámetros de vista	11
Figura 9. Configuración de visualización	12
Figura 10. Configuración de herramientas de menú.....	12
Figura 11. Configuración de Impresión	13
Figura 12. Selección de unidad predeterminada	13
Figura 13. Selección de unidades para dimensiones	14
Figura 14. Selección de unidades para esfuerzos.....	14
Figura 15. Selección de otras unidades	14
Figura 16. Selección de materiales	15
Figura 17. Propiedades del acero estructural.....	15
Figura 18. Propiedades del concreto.....	16
Figura 19. Definir normativa	16
Figura 20. Advertencias de análisis.....	17
Figura 21. Definición de mallado grueso	17
Figura 22. Definición de coordenadas y elevaciones	19

Figura 23. Creación de columnas-Primer piso.....	20
Figura 24. Creación de columnas-Segundo y Tercer piso	21
Figura 25. Creación de columnas-Cuarto piso	21
Figura 26. Creación de vigas.....	22
Figura 27. Creación de losas.....	23
Figura 28. Representación de carga muerta en edificación	25
Figura 29. Representación de carga viva en edificación	26
Figura 30. Casos de combinaciones de carga.....	27
Figura 31. Creación de combinaciones de carga	28
Figura 32. Configuraciones estructurales recomendadas	34
Figura 33. Espectro Elástico horizontal de Diseño en aceleraciones para estructuras regulares.....	36
Figura 34. Fuerzas	42
Figura 35. Método de Wilbur-Rigideces en dirección “X”	53
Figura 36. Método de Wilbur-Rigideces en dirección “Y”	54
Figura 37. Rigideces en ambos ejes	55
Figura 38. Representación de las rigideces, fuerzas y desplazamientos en la estructura	59
Figura 39. Pórtico más solicitado en el sentido X-X	60
Figura 40. Viga Crítica en el sentido X-X.....	60
Figura 41. Armado de vigas de 30*50	62
Figura 42. Columnas más solicitadas de la estructura	67
Figura 43. Armado de columna de 45*45	70

Figura 44. Armado de columna de 40*40 -Piso 2	77
Figura 45. Armado de columna de 40*40 – Piso 3	84
Figura 46. Armado de columna de 30*30 – Piso 4	91
Figura 47. Armado de losa-Vista en planta.....	96
Figura 48. Doble mayado de losa – Paño 1A	96
Figura 49. Selección de la viga a diseñarse	104
Figura 50. Selección de la viga.....	104
Figura 51. Configuración general	105
Figura 52. Configuración del hormigón.....	105
Figura 53. Configuración de acero longitudinal	106
Figura 54. Configuración de acero transversal	106
Figura 55. Disposición de armaduras	107
Figura 56. Configuración de anclajes	107
Figura 57. Configuración del acero inferior.....	108
Figura 58. Configuración del acero superior.....	108
Figura 59. Configuración de amarrado de estribos.....	109
Figura 60	109
Figura 61. Diagrama de momentos	110
Figura 62. Armado real y armadura teórica	110
Figura 63. Creación de combinaciones manuales.....	111
Figura 65. Configuración de pandeo en eje “Y” y “Z”	112
Figura 66. Configuración de parámetros en planta.....	112
Figura 67. Regulación de opciones de cálculo-General	112

Figura 68. Regulación de opciones de cálculo-Hormigón	113
Figura 69. Regulación de opciones de cálculo-Armado longitudinal	113
Figura 70. Regulación de opciones de cálculo-Armado transversal	114
Figura 71. Disposición de armaduras-Barras longitudinales.....	114
Figura 72. Disposición de armaduras-Barras transversales	115
Figura 73. Disposición de armaduras-Esperas.....	115
Figura 74. Modelo estructural con losas.....	116
Figura 75. Aislado de lasas.....	116
Figura 76. Momentos generados por losas	117
Figura 77. Momentos generados-Losa P1	117
Figura 78. Regulación de opciones de cálculo-General	118
Figura 79. Regulación de opciones de cálculo-Hormigón	118
Figura 80. Regulación de opciones de cálculo-Armado de punzonamiento	119
Figura 81. Regulación de opciones de cálculo-Barras de armadura	119
Figura 82. Disposición de armaduras-General	120
Figura 83. Disposición de armaduras-Barras	120
Figura 84. Disposición de armaduras-Mallas electrosoldadas.....	121
Figura 85. Disposición de armaduras-Armadura secundaria.....	121
Figura 86. Disposición de armaduras-Formas.....	122
Figura 87. Corrida del programa.....	122
Figura 88. Pestaña para obtener el armado real	123
Figura 89. Vista en planta de losa	123

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1. Periodo de vibración-Método 1	39
Ecuación 2. Periodo de vibración-Método 2	40
Ecuación 3. Cortante Basa	41
Ecuación 4. Fuerza sísmica de diseño	41
Ecuación 5. Rigidez para columnas empotradas planta baja	52
Ecuación 6. Rigidez para columnas empotradas pisos intermedios.....	52
Ecuación 7. Rigidez general para pisos intermedios desde el 3er nivel	52
Ecuación 8. Matriz de rigidez lateral.....	56
Ecuación 10. Vector fuerza.....	56
Ecuación 10. Vector de desplazamientos.....	56
Ecuación 11. Deriva elástica.....	57
Ecuación 12. Derivas inelásticas máximas de piao	58
Ecuación 13. Cuántía balanceada de acero de refuerzo	61
Ecuación 14. p para Zona Sísmica.....	61
Ecuación 15. Coeficiente R_u	61
Ecuación 16. Peralte efectivo de la losa.....	61
Ecuación 17. Sección de columna de hormigón.....	68
Ecuación 18. Porcentaje de acero.....	68
Ecuación 19. Sección de acero de refuerzo	68
Ecuación 20. Carga axial debido a carga vertical.....	68
Ecuación 21. Carga axial última	68

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1: Diagrama Aceleración vs Periodo de Vibración en Análisis Estático y Dinámico para estructura convencional.....	37
Gráfico 2. Diagrama de interacción-Columna 45*45	70
Gráfico 3. Diagrama de interacción-Columna 40*40 (Piso 2)	77
Gráfico 4. Diagrama de interacción-Columna 40*40 (Piso 3)	84
Gráfico 5. Diagrama de interacción-Columna 40*40 (Piso 4)	91

RESUMEN

El presente trabajo técnico se basa en el diseño, cálculo y análisis de una edificación de hormigón armado de cuatro plantas, a través del cual se propone: modelar la estructura geométrica y analíticamente bajo un diseño sismo resistente.

El hormigón armado resulta de combinar hormigón y acero con el fin de otorgarle resistencia a la estructura para que esta sea más duradera, tiene la capacidad de soportar cargas reglamentarias, resisten la corrosión e incluso el fuego. Sin embargo, se necesita algo más que un buen material para crear una estructura eficaz. Variables como el desplazamiento de las cargas, las presiones actuantes y las circunstancias ambientales, como la actividad sísmica, pueden repercutir en la durabilidad y la capacidad de carga de una estructura a lo largo del tiempo; por esta razón, tener en cuenta estos factores es crucial a la hora de construir edificios. Para reducir las consecuencias de los movimientos sísmicos en los edificios que se construyan, es fundamental realizar las evaluaciones necesarias antes de iniciar cualquier construcción.

Para el cálculo, y diseño se desarrolló un modelo convencional en el software bajo los criterios de la NEC vigente para analizar cómo se comportaría la estructura.

Palabras Clave: estructura, convencional, diseño sismorresistente, capacidad, eficaz.

ABSTRACT

The present technical work is based on the design, calculation, and analysis of a reinforced concrete building of four floors, through which it is proposed: to model the geometric structure and analytically under a resistant earthquake design.

Reinforced concrete results from combining concrete and steel to give resistance to the structure to make it more durable, could withstand regulatory loads, resist corrosion and even fire. However, more than good material is needed to create an effective structure. Variables such as load displacement, acting pressures and environmental circumstances, such as seismic activity, may impact the durability and carrying capacity of a structure over time; For this reason, taking these factors into account is crucial when building buildings. To reduce the impact of earthquakes on buildings that are built, it is essential to make the necessary assessments before starting any construction.

For the calculation, and design a conventional model was developed in the software under the criteria of the current NEC to analyze how the structure would behave.

Keywords: structure, conventional, seismic resistant design, capacity, effective.

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

Introducción

Una estructura es el producto de la unión de elementos estructurales ensamblados para soportar todo tipo de carga sea esta sísmica, verticales o de cualquier otro tipo. En nuestro país anteriormente para llevar a cabo estas estructuras sean arquitectónicas o no arquitectónicas (puentes, tanques de almacenamiento, entre otras) no se respetaban los procedimientos, mismos que están alineados a varias normas aplicables al tratarse de una zona sísmicamente activa. Es fácil comprobar el rápido avance de la tecnología a lo largo del tiempo, lo que mejora la preparación académica. Las consecuencias de los fenómenos sísmicos pueden reducirse gracias a las dos consideraciones anteriores. En la actualidad, la exigencia de que las construcciones se realicen con un plan sismorresistente es una parte esencial para prevenir los problemas ocasionados por diversos fenómenos sísmicos, como los grandes terremotos que se han producido con frecuencia en Ecuador a lo largo de los años y que han ocasionado importantes pérdidas económicas y humanas. Nos centraremos en las tres características y aspectos fundamentales siguientes:

Resistencia: Se considera un elemento crucial a la hora de llevar a cabo el diseño y desarrollo de estructuras. Lo que se entiende por resistencia es la capacidad de una estructura para soportar cargas y fuerzas externas sin derrumbarse ni sufrir deformaciones graves. La resistencia se muestra también vinculada con la parte sísmica

de modo que es la capacidad de una estructura para soportar terremotos u algunas otras fuerzas de tensión, considerando la respuesta dinámica de la estructura.

Estabilidad: Es la facultad que posee una estructura de no colapsar frente a cargas o fuerzas a las que se encuentra expuesta, para lograr que una estructura sea estable es menester que se realice una correcta distribución de cargas y que sean consideradas todas las fuerzas externas posibles, bajo estas pautas es posible garantizar seguridad. Existen tres aspectos que abarca la estabilidad que hay que tener en cuenta al momento de diseñar:

- **Estabilidad global:** Hace referencia al aguante máximo de la estructura en su totalidad para no permitir el colapso.
- **Estabilidad lateral:** Hace referencia al aguante de la estructura expuesta a cargas laterales.
- **Estabilidad local:** Hace referencia al aguante de los componentes estructurales de manera individual expuestos a cargas locales.

Rigidez: Es una propiedad que permite a una estructura soportar cambios de forma provocados por presiones internas mientras está sometida a fuerzas externas; se mide por cómo responde la estructura a las cargas externas, proporcionando pequeñas deformaciones o desplazamientos frente a estas; Mientras que en las estructuras flexibles ocurre lo contrario permitiéndose deformaciones superiores. La rigidez de una estructura también se ve enlazada con la facultad que esta posee para resistir fuerzas sísmicas suscitados por movimientos telúricos.

Con la ayuda del software Autodesk Robot Structural Analysis Professional, se llevará a cabo el cálculo y diseño estructural de una estructura de hormigón armado de 4 plantas para viviendas sociales utilizando los requisitos gráficos adecuados y los métodos necesarios.

El objetivo de este plan estructural es dar a los propietarios de este tipo de viviendas la seguridad de tener un edificio robusto, disminuyendo así los riesgos de desastres naturales repentinos que puedan ocurrir en el futuro. Los capítulos que componen esta tesis se han dividido y se desarrollarán en el siguiente orden:

CAPÍTULO I – Generalidades

El capítulo I describe las características generales del proyecto, incluido el uso que se hará de las instalaciones, la zona de trabajo, la ubicación y las normas aplicables.

CAPÍTULO II – Modelado de la estructura en el software

A partir del diseño arquitectónico procedemos a diseñar el alineamiento de los elementos estructurales.

CAPÍTULO III – Cálculo y análisis de la estructura

Se hace referencia al cálculo y se estudia los resultados de la memoria técnica.

CAPÍTULO IV – Diseño de componentes estructurales de Hormigón Armado

Se procede a diseñar las columnas, vigas y losas.

CAPÍTULO V – Conclusiones y recomendaciones

BIBLIOGRAFÍA

ANEXO

- **Uso de la estructura**

La combinación de componentes estructurales que, unidos, soportan cargas sísmicas, verticales o de otro tipo se conoce como estructura. La finalidad de cada planta es servir de vivienda multifamiliar. El edificio, representado en la figura 1, tiene forma rectangular, 4 plantas y escaleras en el centro de la zona de trabajo.

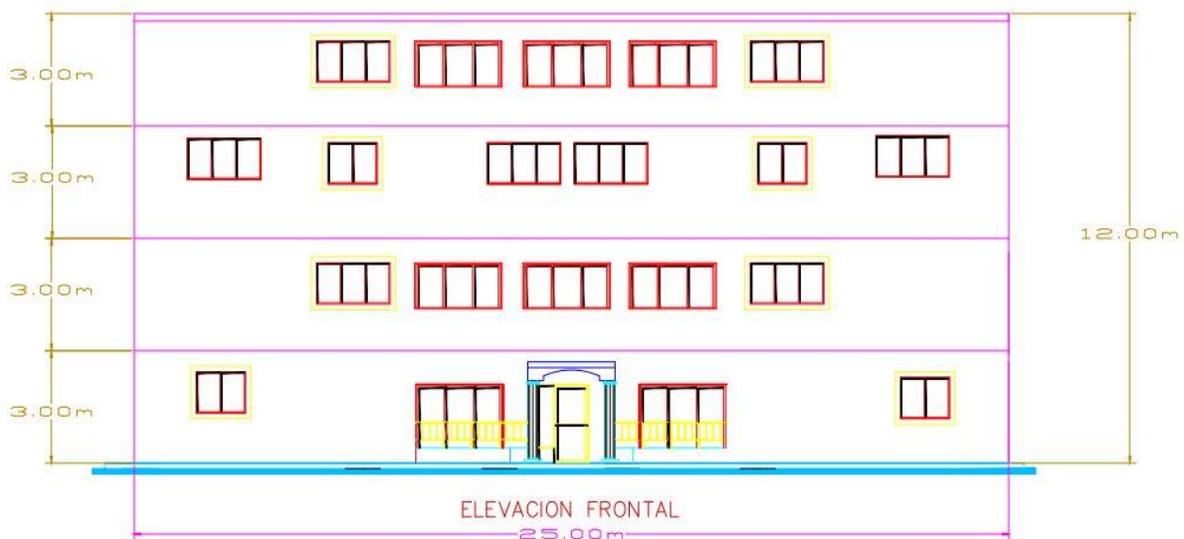


Figura 1. Uso de la edificación-Elevación frontal

- **Descripción geométrica de la edificación**

La estructura tiene cuatro plantas y una forma rectangular de 225 m². Tiene una fachada de 25 metros, una profundidad de 9 metros, entreplantas de 3,0 metros de altura y una altura total de 12 metros medidos desde la base.

En el diseño arquitectónico se puede observar cómo cada planta funcionará como 1 departamento independiente. En la siguiente imagen observamos vista en planta de unos de los pisos según el plano arquitectónico:

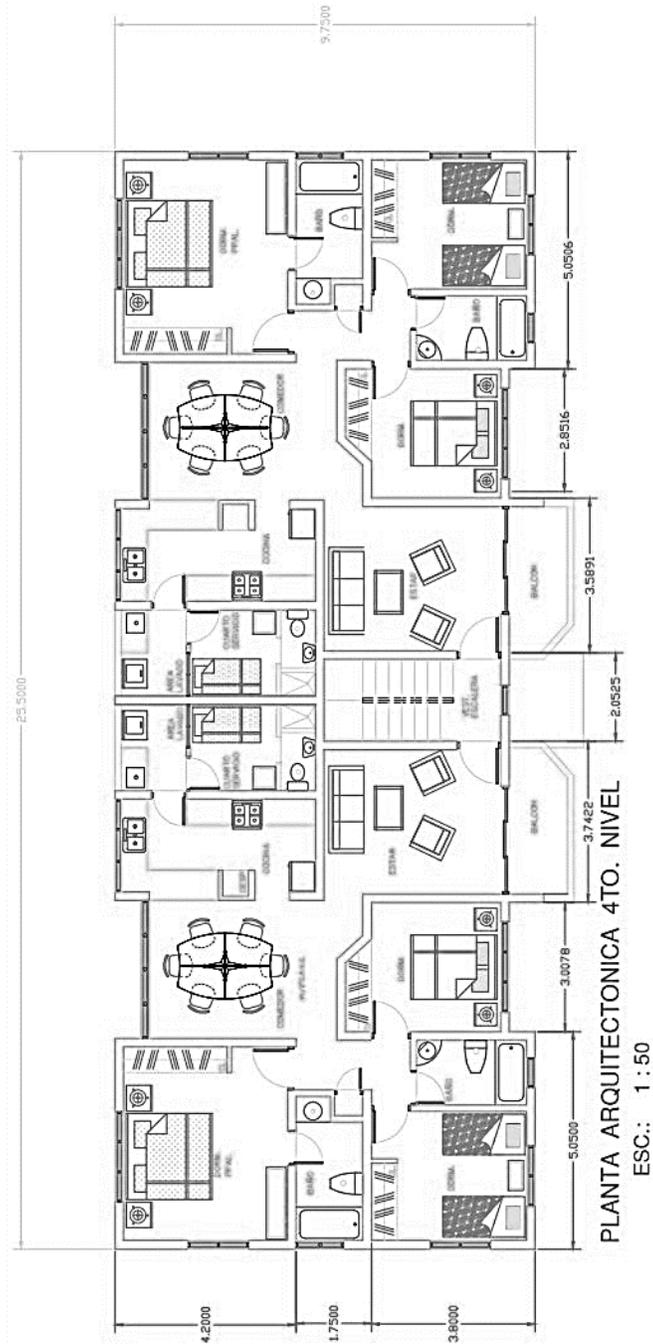


Figura 2. Planta Tipo

Las distancias entre ejes horizontales y verticales se muestran en la Tabla 1.

Sentido X		Sentido Y	
Ejes	Distancia (m)	Ejes	Distancia (m)
1-2	5.00	A-B	4.00
2-3	3.00	B-C	2.00
3-4	3.00	C-D	5.00
4-5	3.00		
5-6	3.00		
6-7	3.00		
7-8	5.00		

Tabla 1. Distancia entre ejes

Ubicación:

La Figura 2 muestra la ubicación de este proyecto, que se construirá en la calle María Baquerizo de Sandoval entre las calles 11ava y 10ma, en la parroquia Febres Cordero del cantón Guayaquil, al suroeste de la ciudad (Suburbio).

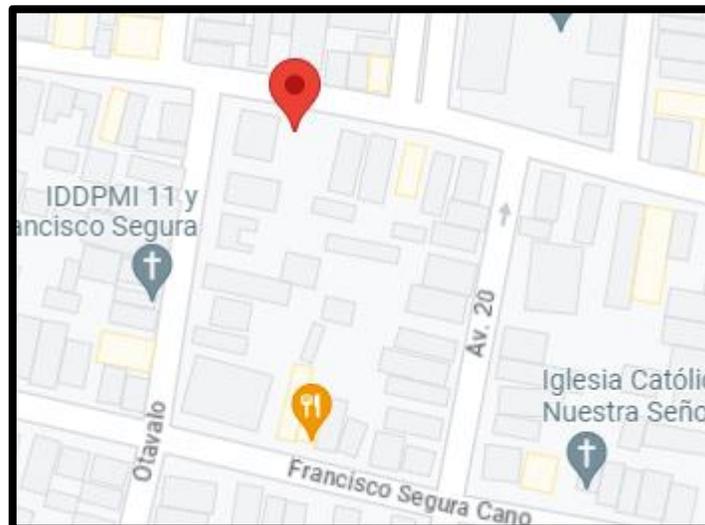


Figura 3. Localización del Proyecto

Objetivo

Objetivo general:

Diseñar, calcular y analizar una edificación de hormigón armado de 4 plantas.

Objetivos específicos:

- Modelar geométrica y analíticamente la estructura en el software Robot Structural Analysis Professional.
- Calcular el modelo estructural de la edificación de hormigón armado para que cumpla con la Normativa Ecuatoriana de la Construcción.
- Analizar la estructura de hormigón armado que consiste en el análisis sísmico estático y control de derivas.
- Diseñar los elementos estructurales de hormigón armado con la ayuda del software Robot Structural Analysis Professional.
- Elaboración de la memoria de cálculo

Características de la estructura

Para ofrecer resistencia, rigidez y estabilidad, el edificio de hormigón armado se construye con una estructura que combina hormigón y barras de acero. Columnas, vigas y losas de hormigón armado componen la estructura. Para soportar las cargas verticales que se transmitirían a los cimientos, se colocaron estratégicamente columnas de hormigón armado., de este modo como se muestra en el modelado en el software obtendremos 32 columnas, 21 vigas y 21 paños que conforman la losa maciza por planta,

estos elementos parten con una sección y a medida que se elevan disminuirán para generar menos peso y mejorar el comportamiento de la estructura, cabe recalcar que las dimensiones consideradas están bajo el principio de columna fuerte-viga débil.

Las plantas del edificio están formadas por losas macizas de hormigón armado de 20 cm de espesor, que se calcularon multiplicando la mayor distancia del eje x (5 m) por la mayor distancia del eje y (4 m). Este elemento estructural horizontal es el encargado de cubrir el área entre las paredes y los pilares. Estas losas proporcionan una superficie sólida para caminar y soportan la carga de los pisos superiores.

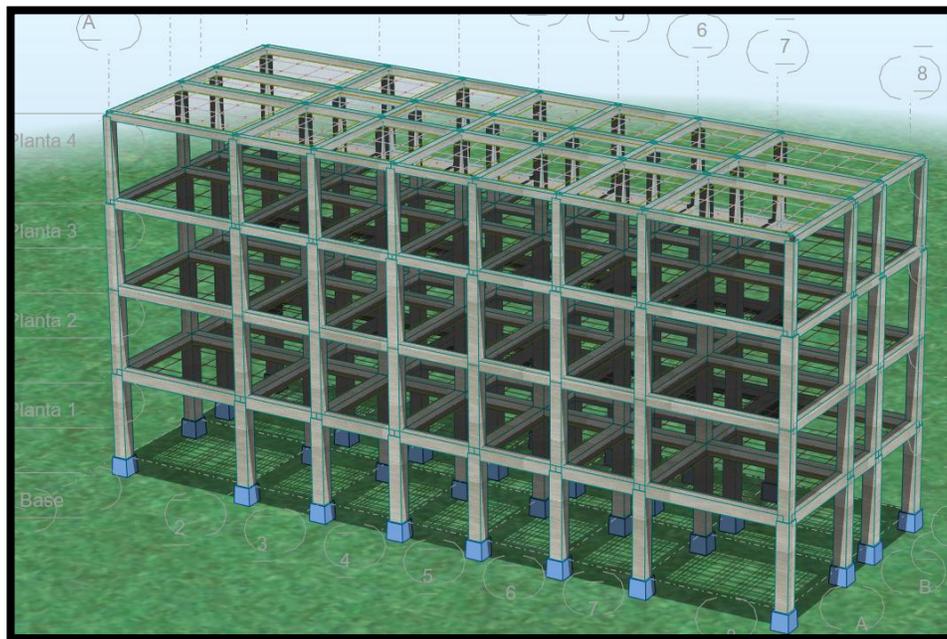


Figura 4. Modelo estructural

(ARSAP, 2024)

Normas utilizadas

El proyecto se desarrollará conforme a La Norma Ecuatoriana de la Construcción:

- La (NEC-SE-CG, 2015) para el diseño estructuras tradicional con respecto a las cargas y combinaciones de mayoración de estas.
- La (NEC-SE-HM, 2015) para el diseño de hormigón armado
- La (NEC-SE-DS, 2015) para el diseño sísmico.

Otras normativas utilizadas:

- ACI 318-14
- ACI 318M-19
- ASCE 7-16

CAPÍTULO II

MODELADO DE LA ESTRUCTURA EN EL SOFTWARE

Ajuste del programa

Preferencias del trabajo

Se ejecuta el software en la pestaña herramientas en el apartado preferencias

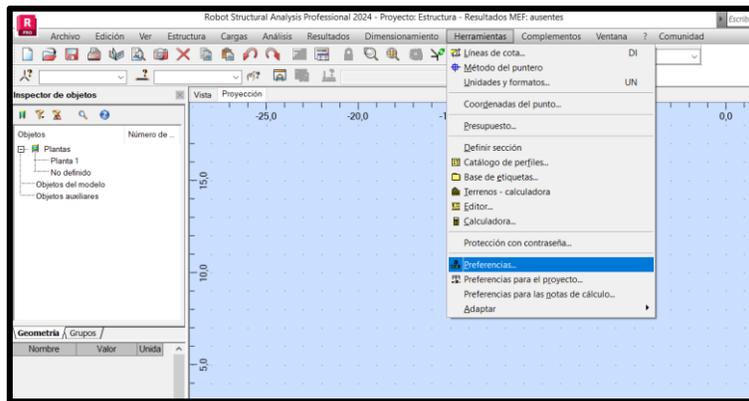


Figura 5. Configuración de preferencias de trabajo

(ARSAP, 2024)

Idioma

En el apartado de idiomas se configura y selecciona el que se usa en el proyecto

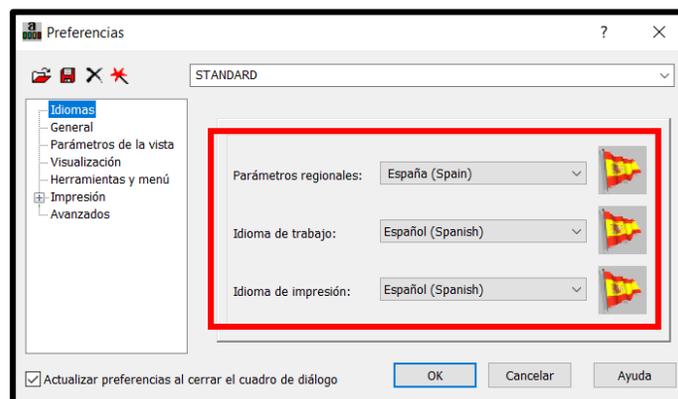


Figura 6. Configuración de Idioma

(ARSAP, 2024)

General

Se configura los parámetros de cómo se va a guardar el archivo y copias de seguridad

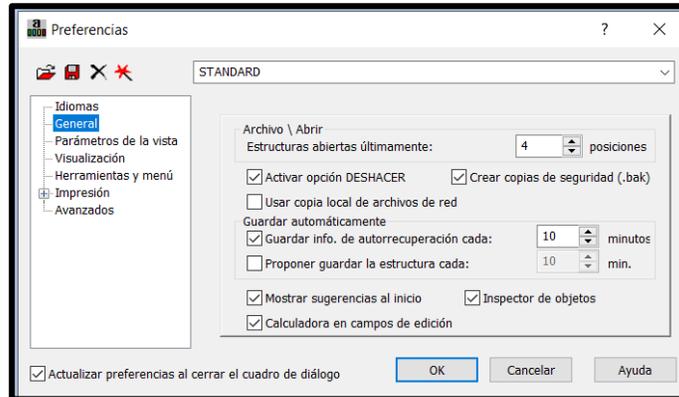


Figura 7. Configuración general

(ARSAP, 2024)

Parámetros de Vista

Configuración de tarjeta grafica

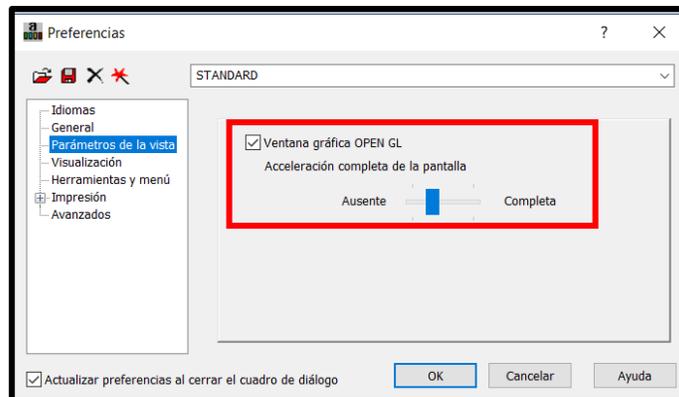


Figura 8. Configuración de parámetros de vista

(ARSAP, 2024)

Visualización

Se establecen parámetros de pantalla y esquema del eje principal

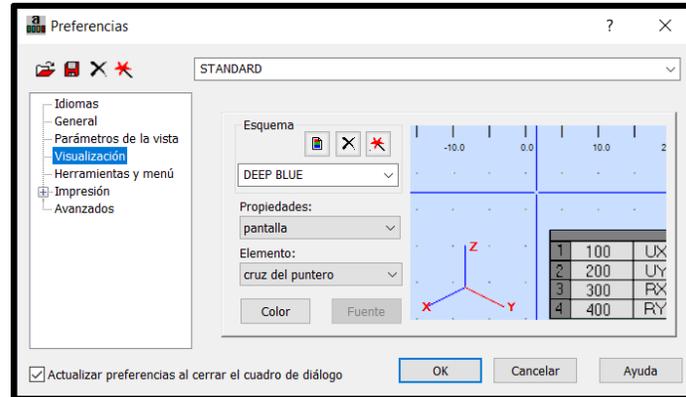


Figura 9. Configuración de visualización

(ARSAP, 2024)

Herramientas y menú

Configuración de iconos para una mayor apreciación

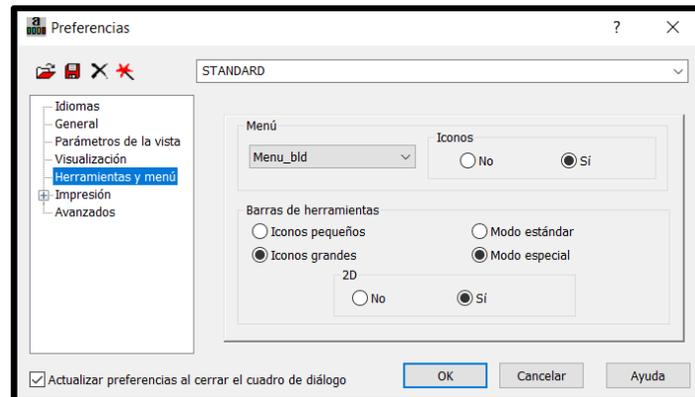


Figura 10. Configuración de herramientas de menú

(ARSAP, 2024)

Impresión

se establecen estándares de preferencias de rótulos de impresión



Figura 11. Configuración de Impresión

(ARSAP, 2024)

Preferencias del Proyecto

Se establecen unidades métricas

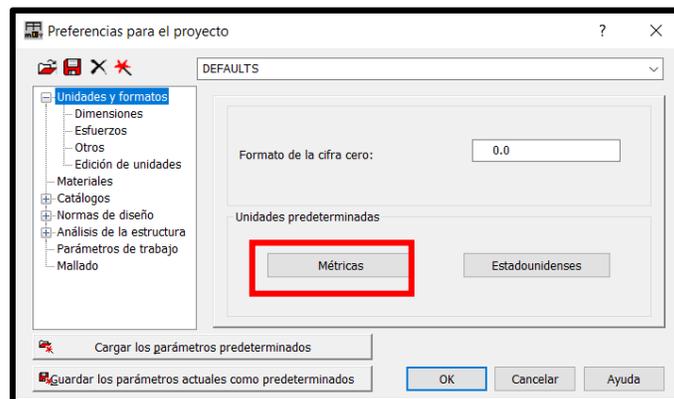


Figura 12. Selección de unidad predeterminanda

(ARSAP, 2024)

Se configuran las dimensiones cubriendo las necesidades del usuario

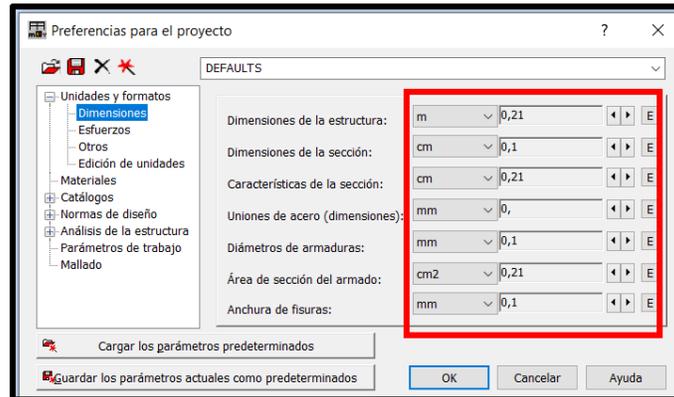


Figura 13. Selección de unidades para dimensiones

Se configuran los esfuerzos cubriendo las necesidades del usuario

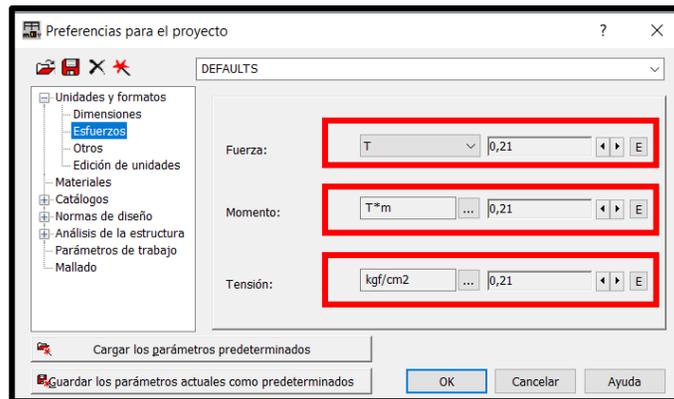


Figura 14. Selección de unidades para esfuerzos

Se verifica la configuración predeterminada métrica

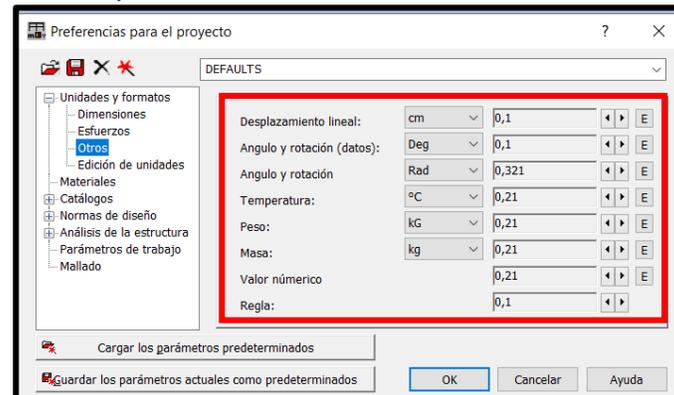


Figura 15. Selección de otras unidades

Se establecen materiales que se utilizan en el proyecto

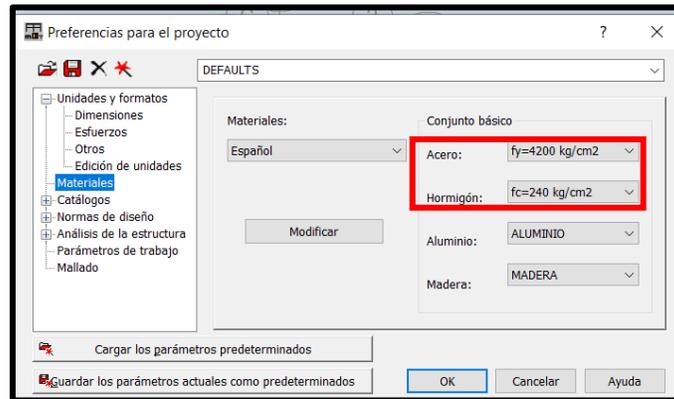


Figura 16. Selección de materiales

(ARSAP, 2024)

Definición del material

Para acero de G60 con resistencia de 4200 kg/cm²

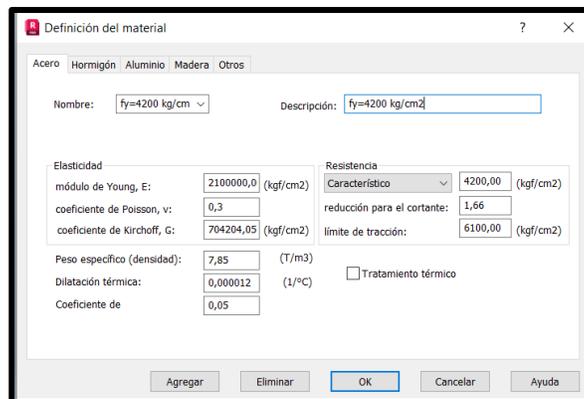


Figura 17. Propiedades del acero estructural

(ARSAP, 2024)

Para Concreto de una resistencia de 240 kg/cm²

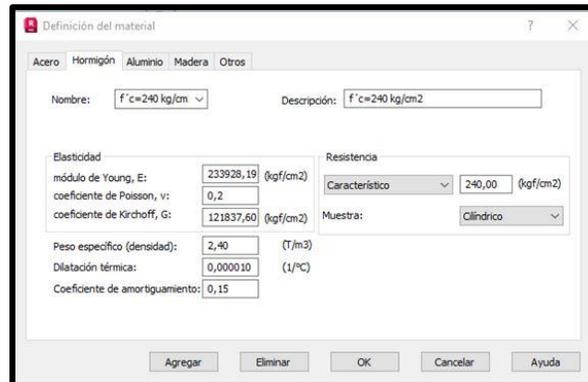


Figura 18. Propiedades del concreto

(ARSAP, 2024)

Selección de la Norma ACI-318 por motivos que el software no posee la Norma vigente en el país NEC-15

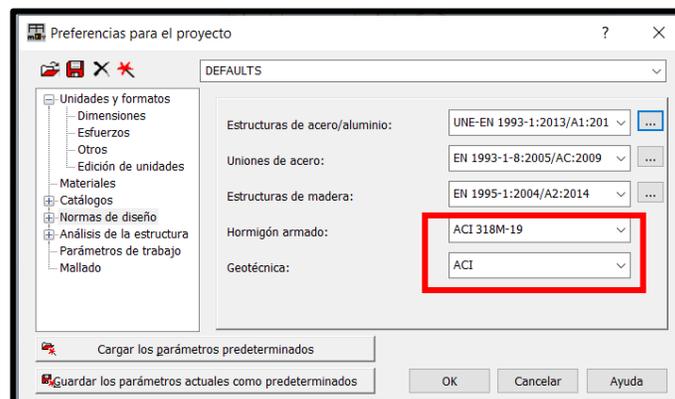


Figura 19. Definir normativa

(ARSAP, 2024)

Verificar en la sección Análisis de la estructura las advertencias de análisis

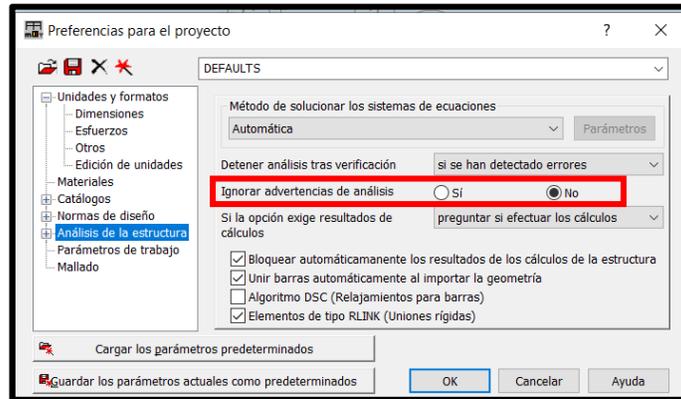


Figura 20. Advertencias de análisis

(ARSAP, 2024)

Se establece mallado grueso para cálculos del software

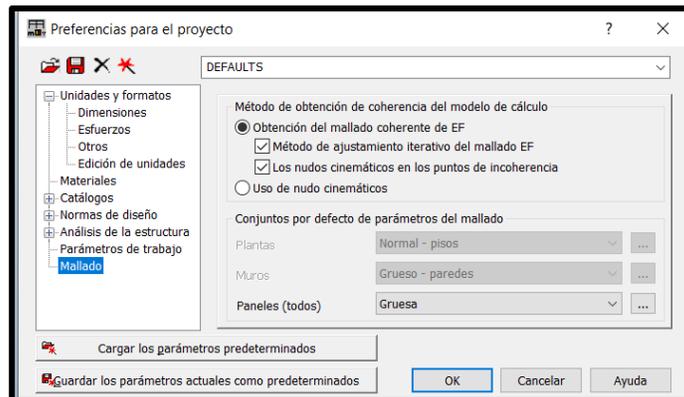


Figura 21. Definición de mallado grueso

(ARSAP, 2024)

Sistemas estructurales:

Una estructura puede entenderse como un sistema, el mismo que se encuentra conformado por conjuntos de componentes que se unen de forma ordenada para cumplir la función dada, con alto grado de seguridad, de manera que se obtenga un comportamiento apropiado en las condiciones normales de servicio. Dentro del parámetro

financiero se mantendrá el costo del límite económico buscando así también satisfacer determinadas exigencias estéticas. Existen tres categorías de sistemas estructurales.:

1. Estructuras Pórticos: Las estructuras conocidas como "pórticos" utilizan un sistema interconectado de pilares y vigas para crear un armazón rígido capaz de soportar cargas horizontales y verticales. Según su configuración y comportamiento los pórticos se clasifican de la siguiente manera:
 - a) Pórticos de un solo vano: Está compuesto por una columna y una viga las cuales se van a unir en un punto medio.
 - b) Pórticos de varios vanos: Está compuesto por una progresión de columnas y vigas ensambladas con el propósito de crear una estructura continua.
 - c) Pórticos especiales: Son adecuados para estructuras complejas que requieran de mayor resistencia, están compuestos por elementos tridimensionales (columnas y vigas) acoplados para integrar una estructura tridimensional.
2. Estructuras a base de muros: Estos sistemas constructivos emplean a los muros como elemento esencial de apoyo y carga; Se los utiliza a fin de que las cargas horizontales y verticales puedan ser transmitidas por medio de la resistencia a la compresión que estos poseen.
3. Estructuras duales: Son estructuras que presentan simetría entre las partes que la constituyen.

Creación del modelo

Se define la estructura en el eje X, el eje Y, se ingresan elevaciones en el apartado de plantas; Continuamos con la creación de las coordenadas para después seguir con los elementos estructurales de manera independiente proporcionándoles dimensiones, las mismas que no serán las definitivas en el caso que no cumpla. De este modo obtenemos las siguientes dimensiones para cada elemento por planta como muestra la figura 22:

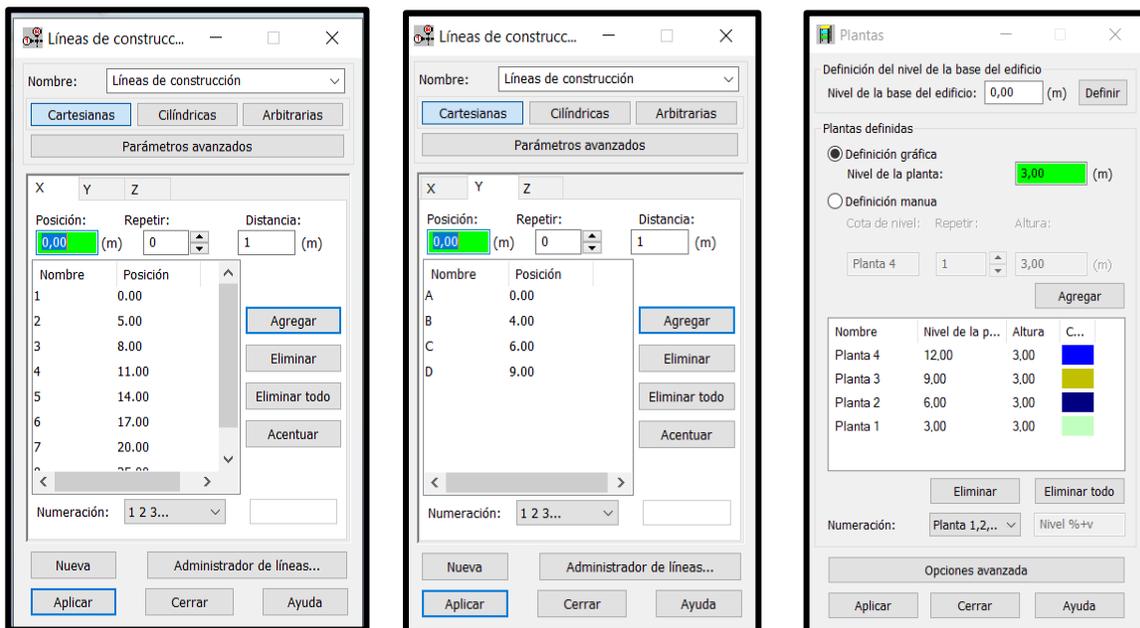


Figura 22. Definición de coordenadas y elevaciones

(ARSAP, 2024)

Componentes básicos

Columnas: Elementos verticales que soportan las cargas transmitidas por vigas y losas, que a su vez transmiten dichas cargas a las cimentaciones y al terreno que soportan. Estos elementos también soportan cargas laterales (de viento o sísmicas), y están sometidos a cargas de flexo-compresión. Según la ubicación las columnas se clasifican en:

- Esquineras (Tipo I)
- Borde (Tipo II)
- Centrales (Tipo III)

Modelado de secciones de columnas

Primer piso (Columnas de 45x45)

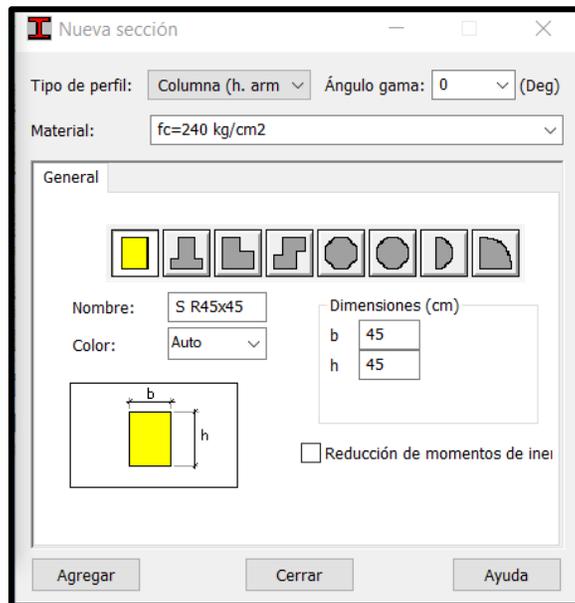


Figura 23. Creación de columnas-Primer piso

(ARSAP, 2024)

Segundo y Tercer piso (Columnas de 40x40)

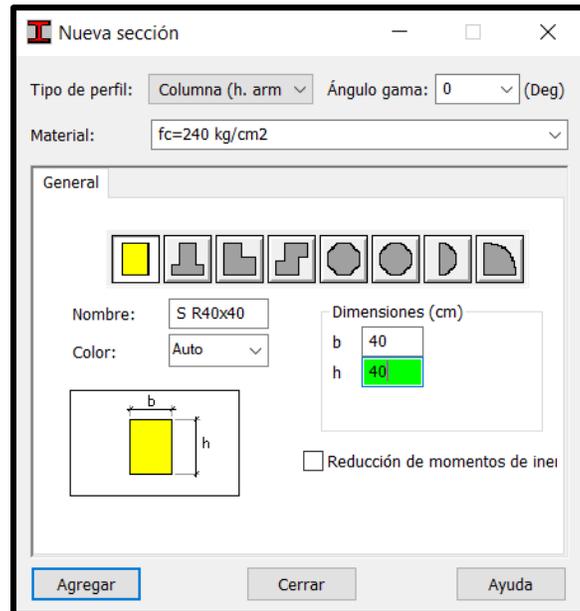


Figura 24. Creación de columnas-Segundo y Tercer piso

(ARSAP, 2024)

Cuarto piso (Columnas de 30x30)

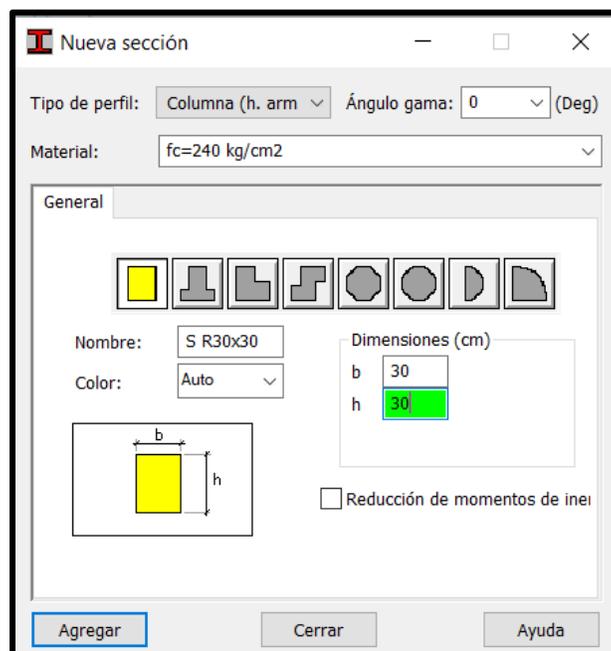


Figura 25. Creación de columnas-Cuarto piso

(ARSAP, 2024)

Vigas: Estos elementos portantes horizontales, que pueden ser moldeados in situ o prefabricados y soportan elementos de entreplanta o cubierta, se doblan (flexión) para soportar cargas gravitatorias. Las vigas se clasifican en:

- a) Vigas de carga: Son aquellas en donde se encuentra apoyada la losa.
- b) Vigas de amarre: Son aquellas que no reciben cargas de la losa.

Modelado de secciones de vigas

Para toda la estructura (vigas de 30x50)

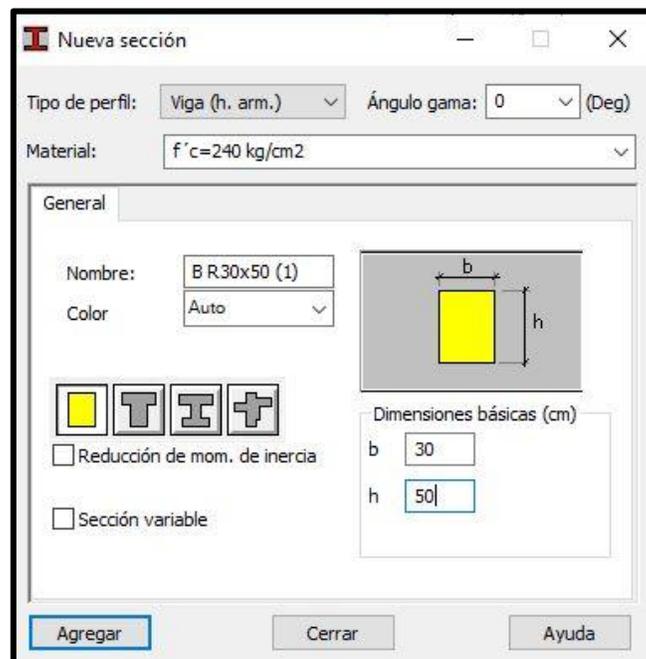


Figura 26. Creación de vigas

(ARSAP, 2024)

Losas: Son elementos generalmente horizontales en donde se apoya todo lo referente a personas, muebles, dispositivos mecánicos, cubiertas de tejados, etc. Se presentan en tres variantes: macizas, nervadas en un sentido o nervadas en ambos sentidos.

Modelado de secciones de losas

Losa maciza de 20 cm



Figura 27. Creación de losas

(ARSAP, 2024)

Resumen de elementos estructurales:

Elementos Estructurales			
PISO	Columna (cm)	Viga (cm)	Losa (cm)
P4	30*30	30*50	20.00
P3	40*40	30*50	20.00
P2	40*40	30*50	20.00
P1	45*45	30*50	20.00

Tabla 2. Resumen de elementos estructurales

Elaboración propia

Material

El Reglamento Técnico Ecuatoriano (RTE INEN) y la Norma Técnica Ecuatoriana (NTE INEN) regulan el uso de los materiales de construcción. A continuación, se enumeran algunos de los materiales de construcción más típicos:

Hormigón Armado: Es un material que consta de dos partes la primera es una sustancia pastosa y moldeable hecha de agua, fragmentos de piedra y una sustancia aglomerante o conglomerante que puede solidificarse con el tiempo. La segunda es el acero, que proporciona la tracción que el hormigón no puede proporcionar por sí solo. La excelente resistencia a la compresión, rigidez y plasticidad de este material hacen que sea el preferido para la construcción.

Acero: Material de alta resistencia usado para estructuras con cargas de gran magnitud o para la elaboración de tubos y perfiles. Es considerado un material de presuroso montaje sin embargo es elevado el costo de mantenimiento debido a la corrosión según el medio.

Análisis de Cargas

Para el análisis estructural, se tuvieron en cuenta las siguientes cargas:

1. **Carga muerta (CM):** Esta carga se calcula como el peso de toda la estructura, incluidos todos los componentes estructurales e incluso los materiales de acabado como cerámica, puertas, ventanas y techos.

Los pesos para determinar la carga muerta a la que se encuentra expuesta la estructura las tomamos de la Normativa, de este modo la carga soportada por planta será de 0.7 T/m².

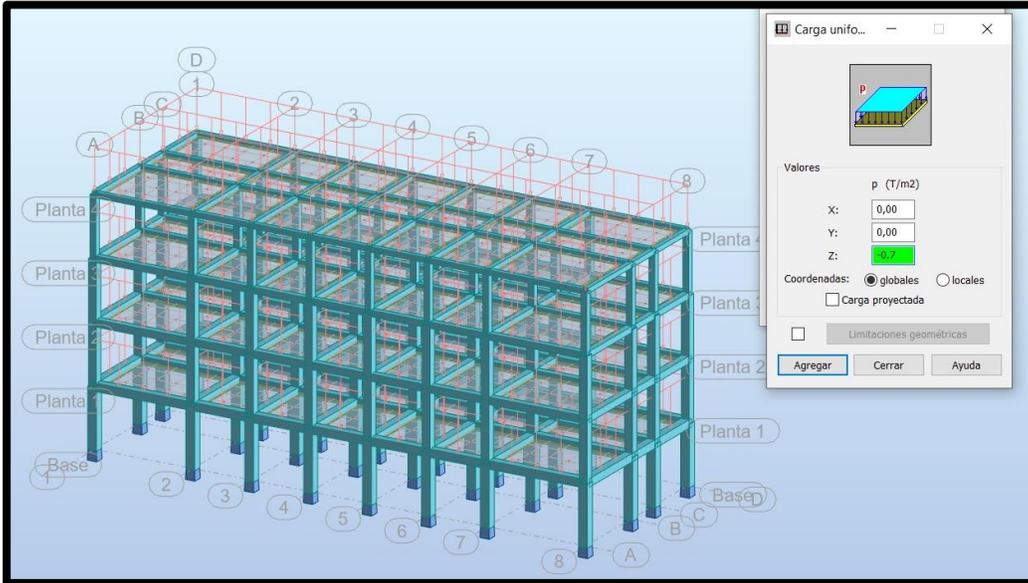


Figura 28. Representación de carga muerta en edificación

(ARSAP, 2024)

La siguiente tabla enumera las cargas estimadas para los componentes de acabado:

Elementos	Ton/m ²
Contrapiso	0.06
Enlucido	0.06
Mampostería	0.225
Instalaciones eléctricas	0.03
Losa	0.38
Σ	0.70

Tabla 3. Carga de elementos para definir carga muerta

Elaboración propia

2. **Carga viva (CV):** Esta carga viene definida por el uso previsto de la estructura, que incluirá ocupantes temporales, equipamiento, mobiliario y personas. Como se indica en la descripción del proyecto, el edificio se destinará a viviendas multifamiliares. Según las estimaciones, este tipo de construcción puede soportar una carga de 0,2 Ton/m².

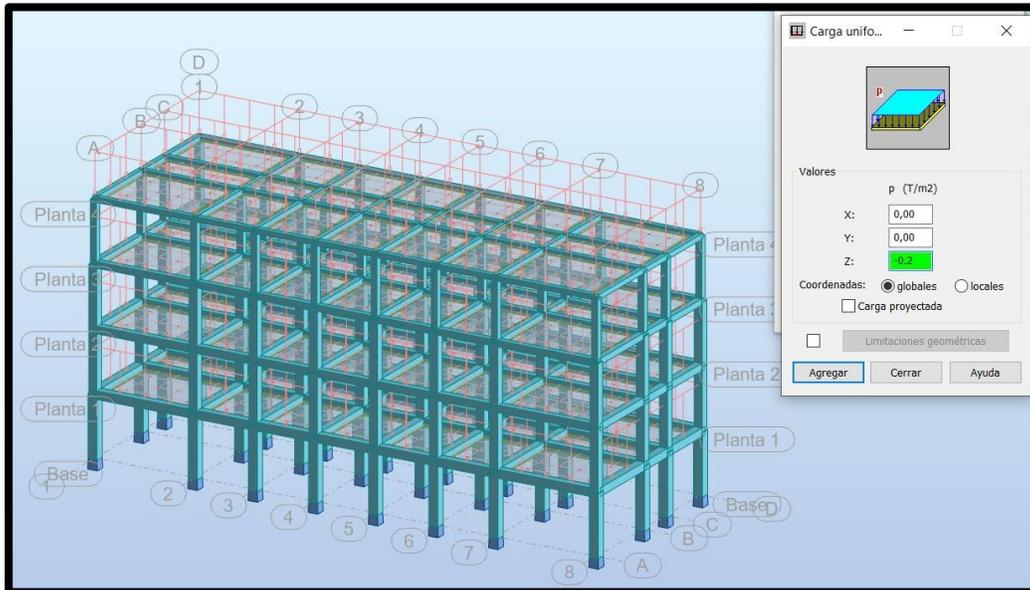


Figura 29. Representación de carga viva en edificación

(ARSAP, 2024)

3. **Cargas Climáticas:** Estas cargas variables son provocadas por la deposición de nieve o granizo, así como por el efecto del viento sobre los edificios (esta carga no se tendrá en cuenta en este trabajo debido a su ubicación).
4. **Carga sísmica (E):** Para establecer esta carga se recurre al análisis sísmico estático.

Como se muestra en la tabla, la distribución de las cargas vivas y muertas que actúan sobre cada planta es la siguiente:

CARGAS TOTALES				
PISO	Nivel	CM (Ton/m2)	CV (Ton/m2)	Carga Total (Ton/m2)
P4	12	0.7	0.2	0.9
P3	9	0.7	0.2	0.9
P2	6	0.7	0.2	0.9
P1	3	0.7	0.2	0.9

Tabla 4. Resumen de cargas totales

Elaboración propia

Combinaciones de carga:

<u>Combinación 1</u>
1.4 D
<u>Combinación 2</u>
1.2 D + 1.6 L + 0.5max[L_r ; S ; R]
<u>Combinación 3*</u>
1.2 D + 1.6 max[L_r ; S ; R] + max[L ; 0.5W]
<u>Combinación 4*</u>
1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 max[L_r ; S ; R]
<u>Combinación 5*</u>
1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S
<u>Combinación 6</u>
0.9 D + 1.0 W
<u>Combinación 7</u>
0.9 D + 1.0 E

Figura 30. Casos de combinaciones de carga

(NEC-SE-CG, 2015)

Se estudia cada estado límite de resistencia con el fin de que no superen las cargas incrementadas con la carga de diseño, para el proyecto se utilizaron los combos de combinaciones 1, 2, 5 y 7 de la normativa como lo estimula la en la figura 30 mostrada.

Como resultado, se obtienen los siguientes casos de carga, como se ilustra en la figura

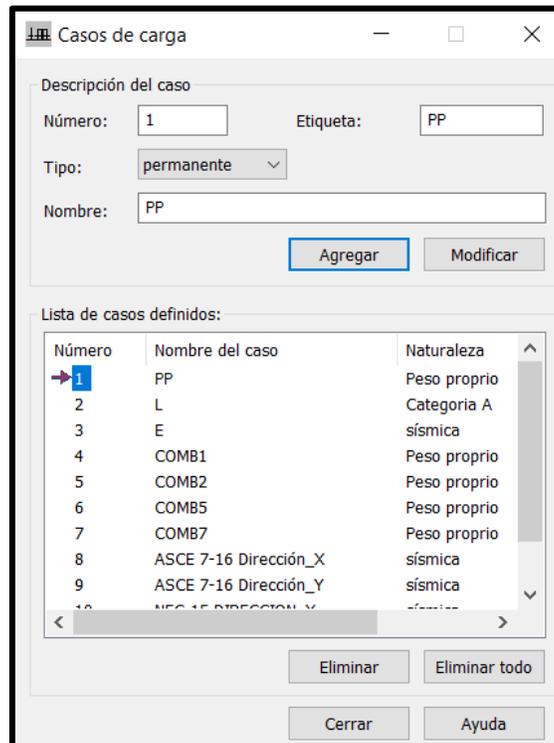


Figura 31. Creación de combinaciones de carga

siguiente:

(ARSAP, 2024)

CAPITULO III

CÁLCULO Y ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA

Análisis de sismos estáticos

Sin tener en cuenta las consecuencias dinámicas del terremoto, el análisis sísmico estático evalúa la capacidad de reacción de una estructura ante las fuerzas sísmicas. En este tipo de estudio se supone que la estructura responde estáticamente a la aceleración sísmica.

Este proyecto se encuentra ubicado en la parroquia Guayas, de la ciudad de Guayaquil, y la NEC-SE-DS. Peligro Sísmico, diseño sismorresistente determina el valor de $Z=0,40$, lo que da una peligrosidad sísmica alta como se muestra en el cuadro adjunto. Aceleración espectral Z y zona sísmica: Este parámetro simboliza el diseño de la aceleración sísmica máxima para edificaciones de uso común.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	$\geq 0,50$
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Tabla 5. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

(NEC-SE-DS, 2015)

Tipos de perfiles de suelos para diseño sísmico: Los 6 perfiles de suelos que son utilizados para el diseño de edificaciones se clasifican como A, B, C, D, E, y F como se presenta en la siguiente tabla, para nuestro proyecto usaremos un suelo tipo E (arcillas blandas)

Tipo de Perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente.	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media.	$1500 \text{ m/s} > V_s \leq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy duros o roca blanda, que cumpla con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$1500 \text{ m/s} > V_s \leq 760 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumpla con cualquiera de los dos criterios.	$N \geq 50$ $S_u \geq 100 \text{ KPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con cualquiera de las dos condiciones.	$50 > N \geq 15$ $100 \text{ KPa} > S_u \geq 50 \text{ KPa}$
E	Perfil que cumpla con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contenga un espesor total de H mayor de 3m de arcillas blandas.	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ KPa}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotécnico. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1: Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2: Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3: Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5m con índice de plasticidad IP > 75)	
	F4: Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5: Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de onda de corte.	
F6: Rellenos colocados sin control ingenieril.		

Tabla 6. Clasificación de perfiles de suelo

(NEC-SE-DS, 2015)

Coeficientes de perfil de suelo:

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

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	≥0,50
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
F	Clasificación de los perfiles de suelo					

Tabla 7. Tipos de suelo y factores de sitio Fa

(NEC-SE-DS, 2015)

Fs: Comportamiento no lineal de los suelos

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	≥0,50
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
F	Clasificación de los perfiles de suelo					

Tabla 8. Tipos de suelo y factores de comportamiento inelástico del subsuelo Fs

(NEC-SE-DS, 2015)

Fd: Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	≥0,50
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	2
F	Clasificación de los perfiles de suelo					

Tabla 9. Tipos de suelo y factores de sitio Fd

(NEC-SE-DS, 2015)

Coefficiente de importancia: Coeficiente relativo a las consecuencias de un daño estructural y al tipo de ocupación.

Sistemas estructurales dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente	8
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

Tabla 10. Coeficiente R para Sistemas Estructurales Dúctiles

(NEC-SE-DS, 2015)

Valor r : Factor usado en el espectro de diseño elástico el cual depende de la ubicación geográfica del proyecto

Tipo de suelo	r
A, B, C, D y F	1
E	1.5

Tabla 11. Factor r

(NEC-SE-DS, 2015)

Valor η : Razón de aceleración espectral

Provincia	η
Costa (Excepto Esmeraldas)	1.8
Sierra, Galápagos y Esmeraldas	2.48
Oriente	2.6

Tabla 12. Razón de aceleración espectral

(NEC-SE-DS, 2015)

Coefficientes de

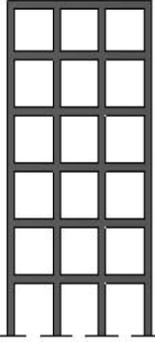
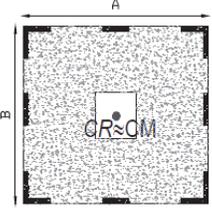
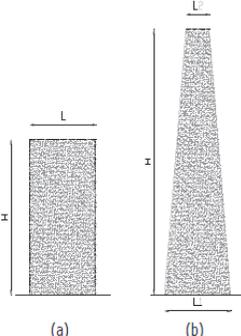
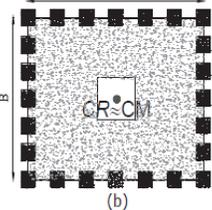
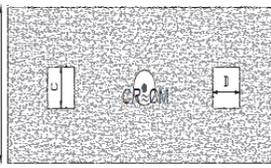
	CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_{EI}=1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_{PI}=1$
<p>La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aperticados, es constante en todos los niveles.</p> <p>$\phi_{EI}=1$</p>		<p>La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa.</p> <p>$\phi_{PI}=1$</p>	 <p>(a)</p>
<p>La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional.</p> <p>$\phi_{EI}=1$</p>	 <p>(a) (b)</p>		 <p>(b)</p>  <p>(c)</p>

Figura 32. Configuraciones estructurales recomendadas

(NEC-SE-DS, 2015)

Φ_p : Coeficiente de regularidad en planta

$$\Phi_p = \Phi_{PA} * \Phi_{PB}$$

Φ	Descripción
Φ_p	Coeficiente de regularidad en planta
Φ_{PA}	Mínimo valor Φ_{pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1, 2 y/o 3
Φ_{PB}	Mínimo valor Φ_{pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 4
Φ_{pi}	Coeficiente de configuración en planta

$$\Phi_p = 0.9$$

Tabla 13. Factor de configuración en planta

(NEC-SE-DS, 2015)

Φ_e : Factor de configuración en elevación

$$\Phi_e = \Phi_{EA} * \Phi_{EB}$$

Φ	Descripción
Φ_e	Coeficiente de regularidad en elevación
Φ_{EA}	Mínimo valor Φ_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; Φ_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1
Φ_{EB}	Mínimo valor Φ_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; Φ_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 2 y/o 3
Φ_{Ei}	Coeficiente de configuración en elevación

$$\Phi_e = 0.9$$

Tabla 14. Factor de configuración en elevación

(NEC-SE-DS, 2015)

Se procede con la determinación del espectro sísmico para pórticos planos con forma regular, mediante la utilización de la norma ecuatoriana de la construcción NEC-SE-DS 2015 con los siguientes datos:

FACTOR Z			0.4
SUELO	TIPO E	Fa	1.0
		Fd	1.6
		Fs	1.9
NEC-15(PELIGRO SISMICO).CAP3		μ	1.8
		r	1
		I	1
		ϕ_p	0.9
		ϕ_e	0.9
		R	8

Tabla 15. Resumen de datos para Espectro Sísmico

Elaboración propia

Espectro Sísmico

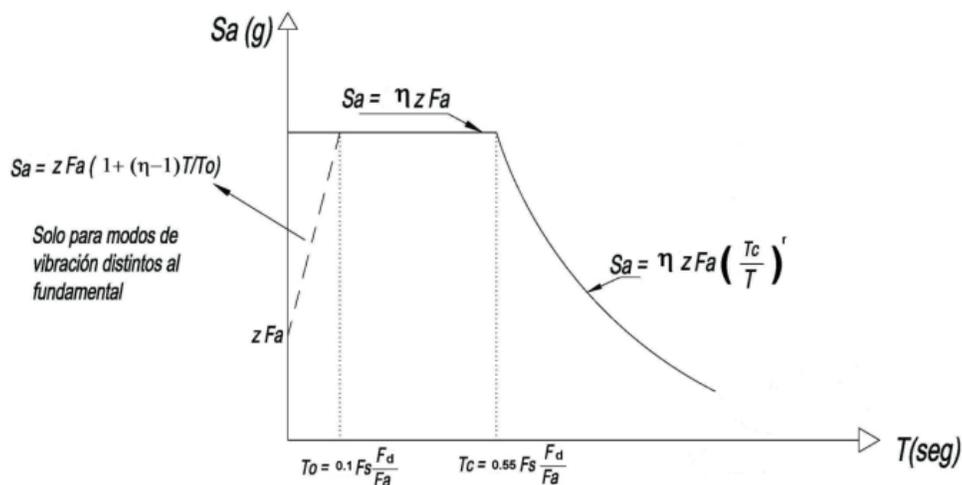
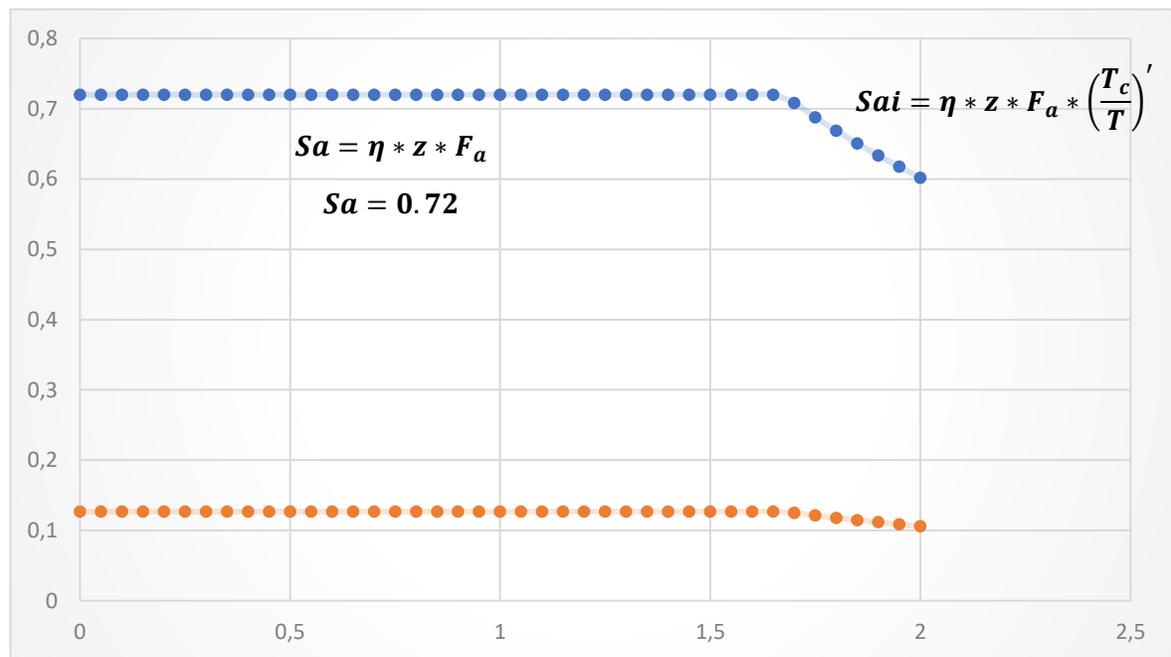


Figura 33. Espectro Elástico horizontal de Diseño en aceleraciones para estructuras regulares

(NEC-SE-DS, 2015)

Con la ayuda de una hoja de Excel en conjunto de las ecuaciones para obtener la gráfica con una tabla de tiempo procedemos a determinar el espectro sísmico elástico e inelástico teniendo en cuenta los parámetros antes expuestos, quedándonos de este modo siendo el trazado azul el de una estructura dúctil mientras que el naranja el de una rígida:



$$T_o = 0.1 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_o = 0.3040$$

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 1.6720$$

Gráfico 1: Diagrama Aceleración vs Periodo de Vibración en Análisis Estático y Dinámico para estructura convencional

Elaboración propia

Tabla 16. Esquema de Aceleración vs Periodo de vibración en análisis estático para estructuras convencional

Tiempo	Sae	Sai
0	0.720000	0.126984
0.05	0.720000	0.126984
0.1	0.720000	0.126984
0.15	0.720000	0.126984
0.2	0.720000	0.126984
0.25	0.720000	0.126984
0.3	0.720000	0.126984
0.35	0.720000	0.126984
0.4	0.720000	0.126984
0.45	0.720000	0.126984
0.5	0.720000	0.126984
0.55	0.720000	0.126984
0.6	0.720000	0.126984
0.65	0.720000	0.126984
0.7	0.720000	0.126984
0.75	0.720000	0.126984
0.8	0.720000	0.126984
0.85	0.720000	0.126984
0.9	0.720000	0.126984
0.95	0.720000	0.126984
1	0.720000	0.126984
1.05	0.720000	0.126984
1.1	0.720000	0.126984
1.2	0.720000	0.126984
1.3	0.720000	0.126984
1.4	0.720000	0.126984
1.5	0.720000	0.126984
1.6	0.720000	0.126984
1.7	0.708141	0.124893
1.8	0.668800	0.117954
1.85	0.650724	0.114766
1.9	0.633600	0.111746
1.95	0.617354	0.108881
2	0.601920	0.106159
0.51	0.720000	0.126984
Resultado de T		0.126984

Periodo de vibración

Una vez obtenido el espectro, el siguiente paso es determinar el periodo de vibración de la estructura. Para ello disponemos de dos métodos, que se describen a continuación:

Método #1

Para este procedimiento se requiere el coeficiente C_t , cuyo valor depende del tipo de edificio y figura en la tabla 17.

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0,072	0,8
Con arriostramientos	0,073	0,75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores	0,055	0,9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadores y para otras estructuras basadas en muros y mampostería estructurales	0,055	0,75

Tabla 17. Coeficientes que dependen del tipo de estructura.

(NEC-SE-DS, 2015)

y el h_n que no es más que la altura máxima de la edificación medida desde la base de la estructura que en este caso es de 12m, utilizamos estos datos en la siguiente fórmula:

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

$$T = 0.51 \text{ seg}$$

Ecuación 1. Periodo de vibración-Método 1

(NEC-SE-DS, 2015)

Método #2

Para este método la normativa detalla que se debe multiplicar el valor constante de 1.33 por el periodo T que obtuvimos previamente de este modo:

$$T = 1.33 * 0.51$$

$$T = 0.67 \text{ seg}$$

Ecuación 2. Periodo de vibración-Método 2

(NEC-SE-DS, 2015)

Cortante basal:

De acuerdo con los requerimientos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, el cortante basal se define como la fuerza total de diseño resultante de los esfuerzos laterales ejercidos en la base de la estructura y causados por la acción del sismo de diseño, con o sin reducción. La Tabla 18 muestra los valores necesarios para determinar el cortante basal.

Elemento	Valor	Descripción
W	954.42	Peso total de la estructura (Ton)
Sa	0.72	Aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta
I	1	Índice de importancia de la estructura
R	7	Factor de reducción de resistencia sísmica
φp	0.9	Factor de configuración en planta
φe	0.9	Factor de configuración en elevación
Z	0.4	Valor espectral
Suelo		Clasificación del suelo
Fa	1.0	Coficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto
Fd	1.6	Ampliación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca
Fs	1.9	Comportamiento no lineal de los suelos

Tabla 18. Resumen del Cortante Basal

Elaboración propia

Una vez completados los datos, se procede a calcular cortante basal mediante el método que se indica a continuación, de acuerdo con (NEC-SE-DS,2015).

$$V = \frac{I * S_a}{R * \phi_p * \phi_e} * W$$
$$V = 106.04 \text{ ton}$$

Ecuación 3. Cortante Basa

(NEC-SE-DS, 2015)

Fuerza sísmica de diseño:

Son las fuerzas laterales que resultan de distribuir adecuadamente el cortante basal de diseño en toda la estructura, según las especificaciones de la normativa lo calculamos con la siguiente formula:

$$F_x = \frac{w_x * h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i * h_i^k} * V$$

Ecuación 4. Fuerza sísmica de diseño

(NEC-SE-DS, 2015)

En la cual:

wx: corresponde al peso asignado al piso x de la estructura

hx: la altura del piso x de la estructura

wi: peso asignado al piso o nivel i de la estructura,

hi: la altura dl piso i de la estructura

k: el coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T como se muestra en la tabla obtenida de la NEC-SE-DS

Valores de T(s)	K
$\leq 0,5$	1
$0,5 \leq T \leq 2,5$	$0,75+0,50 T$
$>2,5$	2

Tabla 19. Coeficiente K según el Periodo de Vibración

(NEC-SE-DS, 2015)

De este modo obtenemos la tabla 20 con la distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales:

Piso	hx	Wx	k	$(W_x * H_x)^k$	$((W_x * H_x)^k) / ((W_i * H_i)^k)$	v	F	Fuerza cortante
4	12	237.79	1.01	3026.32	0.40	106.50	42.25	10.37
3	9	244.81	1.01	2332.28	0.30	106.50	32.56	31.23
2	6	236.00	1.01	1494.01	0.20	106.50	20.86	63.79
1	3	135.82	1.01	742.63	0.10	106.50	10.37	106.04
	W	954.32	$(W_i * H_i)^k$	7595.24				

Tabla 20. Distribución de fuerzas Sísmicas

Elaboración propia

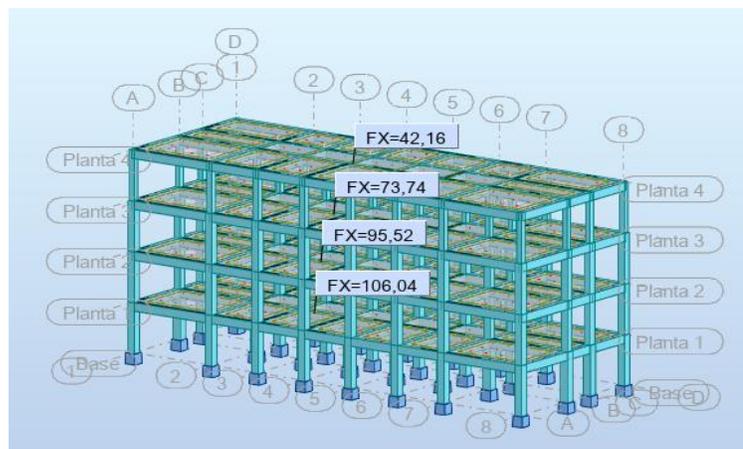


Figura 34. Fuerzas

Las sumatoria de las fuerzas da 106.04, siendo igual al valor obtenido en el cortante basal, lo que indica que está correcto.

Robot Structural Analysis Professional 2024

Fecha: 11/06/23

- Especificación de las propiedades del proyecto: **TESIS**
- Nombre del archivo: **TESIS Torres-Diaz.rtd**
- Ubicación: C:TESIS
- Creado: 09/06/23 09:02
- Modificado: 07/08/23 09:02
- Tamaño: 21594112
- Autor: **Lesly Torres-Luiggi Diaz**
- Oficina: Integracion curricular
- Dirección: UPS-Campus Maria Auxiliadora-km 19 Via a la Costa
- Características del análisis del ejemplo:
- Tipo de la estructura: Lámina
- Coordenadas del centro geométrico de la estructura:
X = 12.500 (m)
Y = 4.500 (m)
Z = 6.000 (m)
- Coordenadas del centro de gravedad de la estructura:
X = 12.500 (m)
Y = 4.587 (m)
Z = 7.100 (m)
- Momentos de inercia centrales de la estructura:
Ix = 16243966.444 (kg*m²)
Iy = 55543368.931 (kg*m²)
Iz = 53221830.542 (kg*m²)
Masa = 855466.444 (kg)

- Coordenadas del centro de gravedad de la de la estructura considerando las masas estáticas globales:

$$X = 12.500 \text{ (m)}$$

$$Y = 4.582 \text{ (m)}$$

$$Z = 7.100 \text{ (m)}$$

- Momentos de inercia centrales de la estructura consoderando las masas estáticas globales:

$$I_x = 16270514.853 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 55569878.931 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 53274888.950 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masa} = 961506.444 \text{ (kg)}$$

- Coordenadas del centro de gravedad de la estructura considerando las masas dinámicas globales:

$$X = 12.500 \text{ (m)}$$

$$Y = 4.582 \text{ (m)}$$

$$Z = 7.100 \text{ (m)}$$

- Momentos de inercia centrales de la estructura considerando las masas dinámicas globales:

$$I_x = 16270514.853 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 55569878.931 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 53274888.950 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masa} = 961506.444 \text{ (kg)}$$

- Descripción de la estructura

Número de nudos:	1072
Número de barras:	336
Elementos finitos barras:	816
Elementos finitos superficiales:	900
Elementos finitos volumétricos:	0
Uniones rígidas:	0
Relajaciones:	0
Relajaciones unilaterales:	0
Relajaciones no lineales:	0
Compatibilidades:	0
Compatibilidades elásticas:	0
Compatibilidades no lineales:	0
Apoyos:	32
Apoyos elásticos:	0
Apoyos unilaterales:	0
Apoyos no lineales:	0
Rótulas no lineales:	0

Casos: 11
Combinaciones: 4
Resumen del análisis

Método de solución - Multiprocesador
Nombre de grados de la libertad estáticos: 6240

Anchura de la banda
antes/después de la optimización: 0 0

Duración de cálculos [s]
Duración máxima de agregación y descomposición.: 1
Duración máxima de interacción subespacial.: 0
Duración máxima de solución de los problemas no lineales: 3
Duración total: 17

Espacio y la memoria utilizadas en el disco [B]
Espacio total en el disco duro: 4496016
archivos temporales del solvente: 0
archivos temporales iteración subespacio: 0
Memoria: 4260692

Elementos diagonales de la matriz de rigidez
Min/Max después de descomposición: 5.573456e+07 1.719408e+10
Precisión: 12

Lista de casos de carga / Tipos de análisis

Caso 1 : PP
Tipo de análisis: Estática lineal

Energía potencial : 6.14718e-01 (T*m)
Precisión : 2.07249e-07

Caso 2 : L
Tipo de análisis: Estática lineal

Energía potencial : 1.11050e-02 (T*m)
Precisión : 2.92474e-07

Caso 3 : E
Tipo de análisis: Estática lineal

Energía potencial : 0.00000e+00 (T*m)
Precisión : 0.00000e+00

Caso 4 : COMB1
Tipo de análisis: Combinación lineal

Caso 5 : COMB2
Tipo de análisis: Combinación NL

Datos:

Método : Incremental

Número de incrementos de la carga : 5
Número de iteraciones máximo para un incremento : 40
Número de reducción de la longitud de incremento : 3
Coeficiente de la reducción de la longitud del incremento : 0.500
Número máximo de ensayos 'line search' : 0
Parámetros de control del método 'line search' : 0.500
Número máximo de correcciones BFGS : 10

Tolerancia de la norma relativa para las fuerzas residuales : 0.0001
Tolerancia de la norma relativa para desplazamientos : 0.0001
Actualización de la matriz después de cada iteración

Proceso no lineal convergente.

Valor máximo del parámetro del proceso en el caso de que se haya obtenido la convergencia : 1.000
Valor mínimo del parámetro del proceso en el caso de que no se haya obtenido : 1.000
Número total de incrementos de la carga : 5
Número total de iteraciones : 10
Precisión obtenida en un incremento no convergido : 1.03847e-06
Norma relativa para los desplazamientos : 1.03847e-06
Norma relativa para las fuerzas residuales : 2.33554e-05

Caso 6 : COMB5
Tipo de análisis: Combinación lineal

Caso 7 : COMB7
Tipo de análisis: Combinación NL

Datos:

Método : Incremental

Número de incrementos de la carga : 5
Número de iteraciones máximo para un incremento : 40
Número de reducción de la longitud de incremento : 3
Coeficiente de la reducción de la longitud del incremento : 0.500
Número máximo de ensayos 'line search' : 0
Parámetros de control del método 'line search' : 0.500
Número máximo de correcciones BFGS : 10

Tolerancia de la norma relativa para las fuerzas residuales : 0.0001
Tolerancia de la norma relativa para desplazamientos : 0.0001
Actualización de la matriz después de cada iteración

Proceso no lineal convergente.

Valor máximo del parámetro del proceso en el caso de que se haya obtenido la convergencia : 1.000
Valor mínimo del parámetro del proceso en el caso de que no se haya obtenido : 1.000

Número total de incrementos de la carga : 5
Número total de iteraciones : 10
Precisión obtenida en un incremento no convergido : 4.76628e-07
Norma relativa para los desplazamientos : 4.76628e-07
Norma relativa para las fuerzas residuales : 9.67513e-06

Caso 8 : ASCE 7-16 Dirección_X
Tipo de análisis: Estática sísmica

Dirección de la excitación:

X = 1.000

Y = 0.000

Z = 0.000

Datos:

Suelo : E
S1 : 0.330
Ss : 0.830

Parámetros del espectro:

F_a = 1.000 F_v = 1.600

Tolerancia de la norma relativa para las fuerzas residuales : 0.0001
Tolerancia de la norma relativa para desplazamientos : 0.0001
Actualización de la matriz después de cada iteración

Proceso no lineal convergente.

Valor máximo del parámetro del proceso en el caso de que se haya obtenido la convergencia : 1.000
Valor mínimo del parámetro del proceso en el caso de que no se haya obtenido : 1.000
Número total de incrementos de la carga : 5
Número total de iteraciones : 10
Precisión obtenida en un incremento no convergido : 2.74734e-07
Norma relativa para los desplazamientos : 2.74734e-07
Norma relativa para las fuerzas residuales : 5.37461e-07

Caso 11 : NEC-15 DIRECCION_Y
Tipo de análisis: Estático - P-Delta

Datos:

Método : Incremental
Número de incrementos de la carga : 5
Número de iteraciones máximo para un incremento : 40
Número de reducción de la longitud de incremento : 3
Coeficiente de la reducción de la longitud del incremento : 0.500
Número máximo de ensayos 'line search' : 0
Parámetros de control del método 'line search' : 0.500
Número máximo de correcciones BFGS : 10

Tolerancia de la norma relativa para las fuerzas residuales : 0.0001
Tolerancia de la norma relativa para desplazamientos : 0.0001
Actualización de la matriz después de cada iteración

Proceso no lineal convergente.

Valor máximo del parámetro del proceso en el caso de que se haya obtenido la convergencia : 1.000
Valor mínimo del parámetro del proceso en el caso de que no se haya obtenido : 1.000
Número total de incrementos de la carga : 5
Número total de iteraciones : 10
Precisión obtenida en un incremento no convergido : 7.80417e-08

Norma relativa para los desplazamientos	: 7.80417e-08
Norma relativa para las fuerzas residuales	: 1.93670e-06

Rigidez lateral

Método de Wilbur

El Ingeniero William G. Wilbur propuso este método el cual consiste en evaluar la rigidez lateral de cada elemento estructural en varias direcciones para luego ensamblarlas obteniendo de este modo un sistema global de las rigideces que conforman nuestra estructura. Podremos comprender el comportamiento de la estructura sometida a tensiones laterales externas, como terremotos, examinando los datos.

Las siguientes formulas son las utilizadas para el cálculo de las rigideces por piso de la siguiente forma:

1er piso:

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

Ecuación 5. Rigidez para columnas empotradas planta baja

2do piso:

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

Ecuación 6. Rigidez para columnas empotradas pisos intermedios

3er y 4to piso:

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

Ecuación 7. Rigidez general para pisos intermedios desde el 3er nivel

A continuación, se muestran los resultados de las rigideces medidas a lo largo de los ejes "X" e "Y":

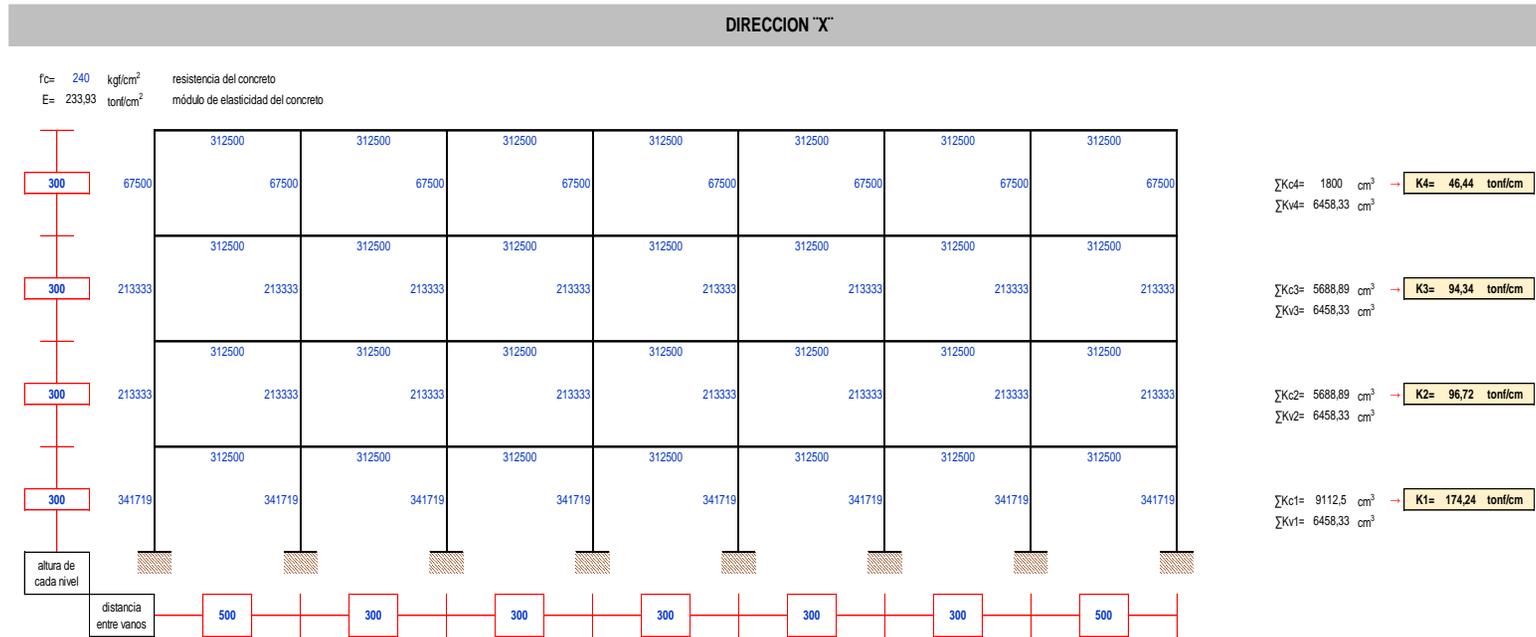


Figura 35. Método de Wilbur-Rigideces en dirección "X"

Fuente: Ing. Waldo Inga
 Editado por: Lesly Torres y Luiggi Díaz

RIGIDEZ TOTAL EN DIRECCION "X"		
NIVELES	Rigidez lateral para un pórtico (ton/cm)	Rigidez lateral total (ton/cm)
Piso 1	172,24	688,96
Piso 2	96,72	386,88
Piso 3	94,34	377,36
Piso 4	46,44	185,76

Tabla 21. Resumen de rigideces en el eje "X"

Elaboración propia

DIRECCION "Y"

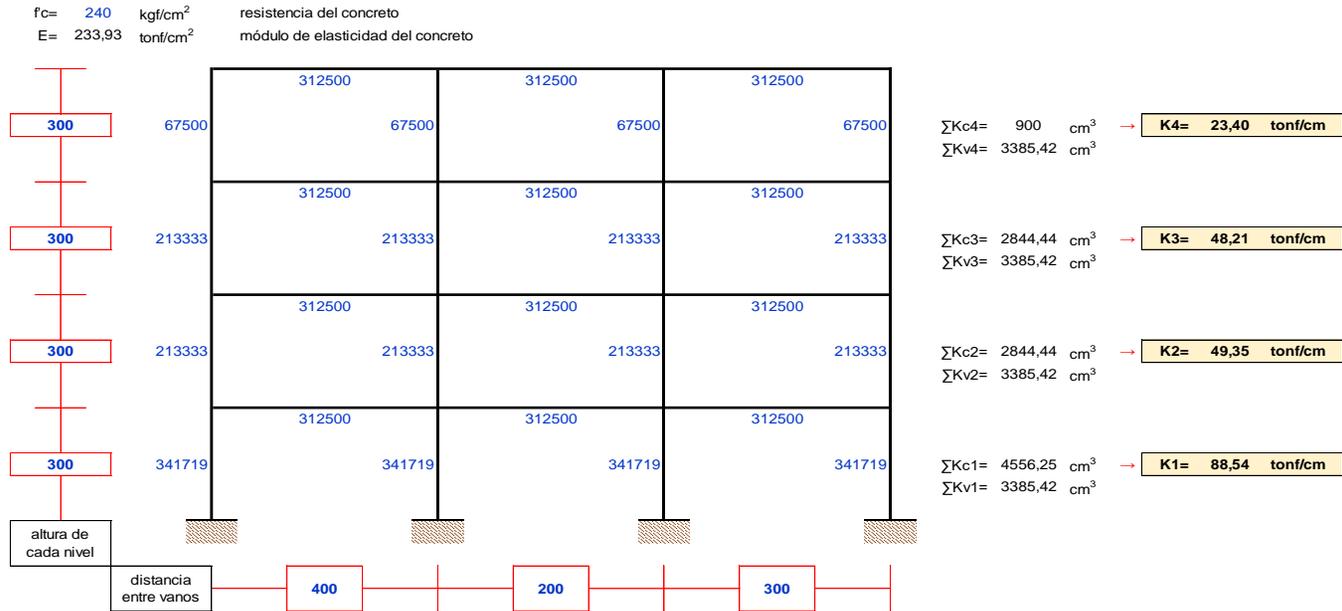


Figura 36. Método de Wilbur-Rigideces en dirección "Y"

Fuente: Ing. Waldo Inga
 Editado por: Lesly Torres y Luiggi Díaz

RIGIDEZ TOTAL EN DIRECCION "Y"		
NIVELES	Rigidez lateral para un pórtico (ton/cm)	Rigidez lateral total (ton/cm)
Piso 1	88,54	708,32
Piso 2	49,35	394,80
Piso 3	48,21	385,68
Piso 4	23,40	187,20

Tabla 22. Resumen de rigideces en el eje "Y"

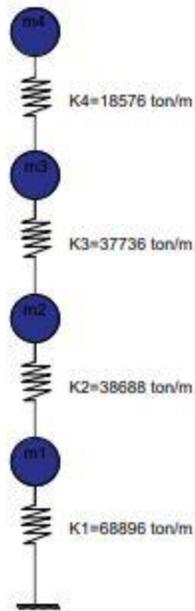
Elaboración propia

Análisis de Derivas

La deriva es el desplazamiento lateral relativo de un piso con respecto al nivel siguiente causado por la aplicación de una fuerza horizontal, medida en dos puntos a lo largo del mismo eje vertical del edificio.

Para el análisis de derivas partimos de las rigideces en ambos ejes obtenidas en el anterior punto como lo muestra la siguiente figura:

Rigideces del eje "X"



Rigideces del eje "Y"

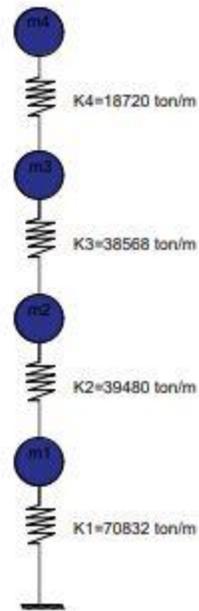


Figura 37. Rigideces en ambos ejes

Elaboración propia

Las deflexiones se determinan como las deformaciones a las que puede verse afectado un elemento como consecuencia a cargas aplicadas sobre sí, mientras que los desplazamientos se determinan como movimientos sean estos traslativos o rotacionales que pueda efectuar cualquier elemento.

En primer lugar, debemos medir los desplazamientos por planta para calcular las derivas de planta. A continuación, ensamblamos la matriz de rigidez "K" utilizando las rigideces medidas previamente mediante el siguiente modelo:

$$K = \begin{pmatrix} K_1 + K_2 & -K_2 & 0 & 0 \\ -K_2 & K_2 + K_3 & -K_3 & 0 \\ 0 & -K_3 & K_3 + K_4 & -K_4 \\ 0 & 0 & -K_4 & K_4 \end{pmatrix}$$

Ecuación 8. Matriz de rigidez lateral

Los desplazamientos se producen al combinar el vector fuerza y la inversa de la matriz de rigidez "K".

$$F = \begin{pmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ F_4 \end{pmatrix}$$

Ecuación 10. Vector fuerza

$$U = K^{-1} * F = \begin{pmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \end{pmatrix}$$

Ecuación 10. Vector de desplazamientos

Desplazamientos en "X"

$$K = \begin{pmatrix} 107584 & -38688 & 0 & 0 \\ -38688 & 76424 & -37736 & 0 \\ 0 & -37736 & 56312 & -18576 \\ 0 & 0 & -18576 & 18576 \end{pmatrix}$$

$$F = \begin{pmatrix} 10.52 \\ 21.78 \\ 31.58 \\ 42.16 \end{pmatrix}$$

$$K^{-1} = \begin{pmatrix} 1.45146E - 05 & 1.45146E - 05 & 1.45146E - 05 & 1.45146E - 05 \\ 1.45146E - 05 & 4.03624E - 05 & 4.03624E - 05 & 4.03624E - 05 \\ 1.45146E - 05 & 4.03624E - 05 & 6.68623E - 05 & 6.68623E - 05 \\ 1.45146E - 05 & 4.03624E - 05 & 6.68623E - 05 & 0.000120695 \end{pmatrix}$$

$$U = K^{-1} * F = \begin{pmatrix} 0.0015391 \\ 0.0040081 \\ 0.0059622 \\ 0.0082318 \end{pmatrix}$$

Desplazamientos en “Y”

$$K = \begin{pmatrix} 110312 & -39480 & 0 & 0 \\ -39480 & 78048 & -38568 & 0 \\ 0 & -38568 & 57288 & -18720 \\ 0 & 0 & -18720 & 18720 \end{pmatrix}$$

$$F = \begin{pmatrix} 10.52 \\ 21.78 \\ 31.58 \\ 42.16 \end{pmatrix}$$

$$K^{-1} = \begin{pmatrix} 1.41179E-05 & 1.41179E-05 & 1.41179E-05 & 1.41179E-05 \\ 1.41179E-05 & 3.94472E-05 & 3.94472E-05 & 3.94472E-05 \\ 1.41179E-05 & 3.94472E-05 & 6.53754E-05 & 6.53754E-05 \\ 1.41179E-05 & 3.94472E-05 & 6.53754E-05 & 0.000118794 \end{pmatrix}$$

$$U = K^{-1} * F = \begin{pmatrix} 0.0014971 \\ 0.0039165 \\ 0.0058285 \\ 0.0080806 \end{pmatrix}$$

Una vez determinados los desplazamientos en ambos ejes, se puede proceder al cálculo de las derivas para cada eje:

Análisis respecto al eje “X”

VECTOR DE DESPLAZAMIENTO

$$u = \begin{pmatrix} 0.0015391 \\ 0.0040081 \\ 0.0059622 \\ 0.0082318 \end{pmatrix}$$

ALTURA DE CADA PISO

$$h = \begin{pmatrix} 3.00 \\ 3.00 \\ 3.00 \\ 3.00 \end{pmatrix}$$

$$\Delta_E = \frac{u}{h}$$

Ecuación 11. Deriva elástica

$$\Delta_E = \begin{pmatrix} 0.0005 \\ 0.001 \\ 0.001 \\ 0.001 \end{pmatrix}$$

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$$

Ecuación 12. Derivas inelásticas máximas de piao

$$\Delta_M = \begin{pmatrix} 0.003 \\ 0.005 \\ 0.004 \\ 0.005 \end{pmatrix} \begin{matrix} OK \\ OK \\ OK \\ OK \end{matrix}$$

$$\Delta_M < 0.02$$

Análisis respecto al eje "Y"

VECTOR DE DESPLAZAMIENTO

$$u = \begin{pmatrix} 0.0014971 \\ 0.0039165 \\ 0.0058285 \\ 0.0080806 \end{pmatrix}$$

ALTURA DE CADA PISO

$$h = \begin{pmatrix} 3.00 \\ 3.00 \\ 3.00 \\ 3.00 \end{pmatrix}$$

$$\Delta_E = \frac{u}{h}$$

$$\Delta_E = \begin{pmatrix} 0.00050 \\ 0.00081 \\ 0.00064 \\ 0.00075 \end{pmatrix}$$

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$$

$$\Delta_M = \begin{pmatrix} 0.003 \\ 0.005 \\ 0.004 \\ 0.005 \end{pmatrix} \begin{matrix} OK \\ OK \\ OK \\ OK \end{matrix}$$

$$\Delta_M < 0.02$$

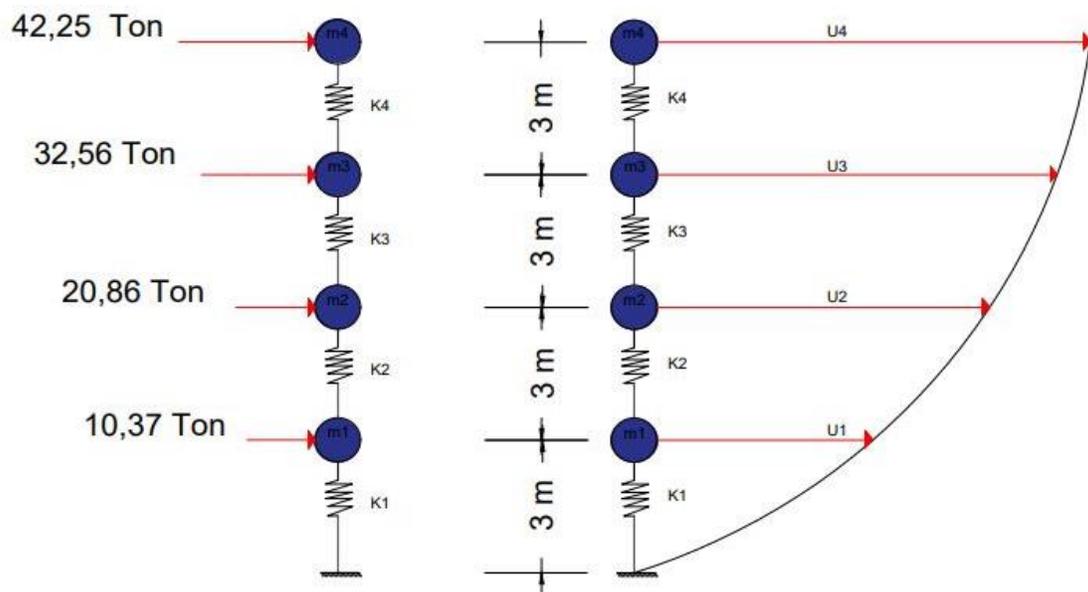


Figura 38. Representación de las rigideces, fuerzas y desplazamientos en la estructura

Elaboración propia

Como se indica en la tabla siguiente, todas las derivas de los ejes X como el eje Y de la estructura demuestran que el modelo se ajusta a las normas NEC-15; ningún valor supera la deriva estándar máxima, lo que demuestra que el modelo es preciso.

Estructuras de:	ΔM máxima (adimensional)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0,02
De mampostería	0,01

Tabla 23. Valores de derivas máximas

(NEC-SE-DS, 2015)

CAPÍTULO IV

DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO

- **Diseño Vigas**

Empezando por el diseño de la viga, descubrimos que el nivel B +3,00 con respecto al eje X-X es el pórtico más solicitado, como se muestra en la figura.

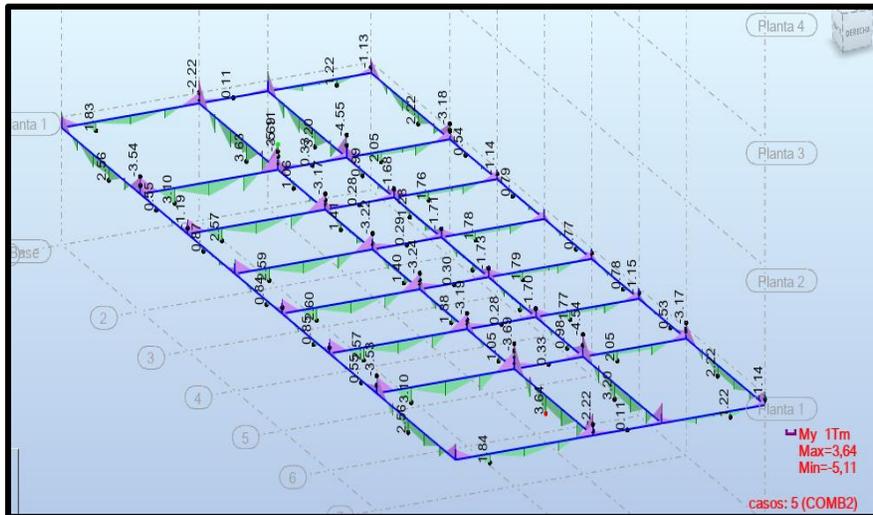


Figura 39. Pórtico más solicitado en el sentido X-X

(ARSAP, 2024)

Aislamos esta sección donde se puede apreciar que la viga con mayor sollicitación es la 8(B-B')

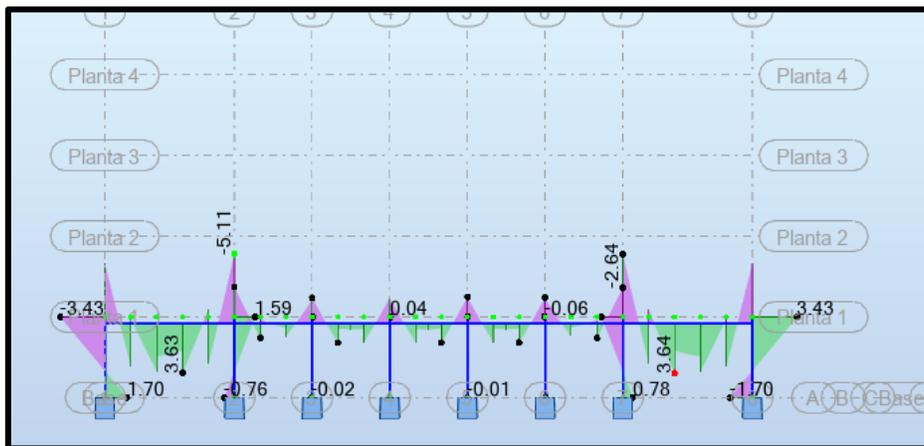


Figura 40. Viga Crítica en el sentido X-X

(ARSAP, 2024)

A continuación, procedemos a determinar la sección de la viga, con los datos mostrados en la tabla 24.

f'c	Resistencia a la compresión simple del hormigón	240	Kg/cm ²
fy	Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo	4200	Kg/cm ²
φ	Factor de redundancia de capacidad por flexión	0,9	
Mu	Capacidad resistente última a momento de la viga	3,64	Ton/m ²
Pb	Cuántía balanceada de acero de refuerzo para elementos sometidos a flexión	0,025	
pb	Cuántía de acero de refuerzo para zona sísmica	0,012	Kg/cm ²
Ru	Parámetro Ru	45,39	
d	Peralte efectivo de la losa		
r	Recubrimiento	4	cm

Tabla 24. Datos para cálculo de vigas

$$Pb = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'c}{fy} * \frac{6300}{6300 + fy} = 0.025$$

Ecuación 13. Cuántía balanceada de acero de refuerzo

$$\rho = 0.50 * Pb = 0.012 \text{ kg/cm}^2$$

Ecuación 14. ρ para Zona Sísmica

$$Ru = \rho * fy \left(1 - 0.588 * \frac{\rho * fy}{f'c} \right) = 45.39$$

Ecuación 15. Coeficiente Ru

$$d = \sqrt{\frac{Mu * 10^5}{\phi * R * b}} =$$

Ecuación 16. Peralte efectivo de la losa

Deberían tenerse en cuenta las siguientes sugerencias:

- $b \geq 25\text{cm}$
- $b/h \geq 0.3$
- $1.5 \leq H/B \leq 2.0$

La tabla siguiente ilustra cómo determinar la sección de la viga respetando los principios antes mencionados:

b (NEC-15)	d	h= d+rec	h (Asumido)	b/h \geq 0,3		1,5 \leq H/B \leq 2,0	
30	17,23	25,23	50	0,60	SI CUMPLE	1,67	SI CUMPLE

Tabla 25. Sección de la viga en sentido X-X

Elaboración propia

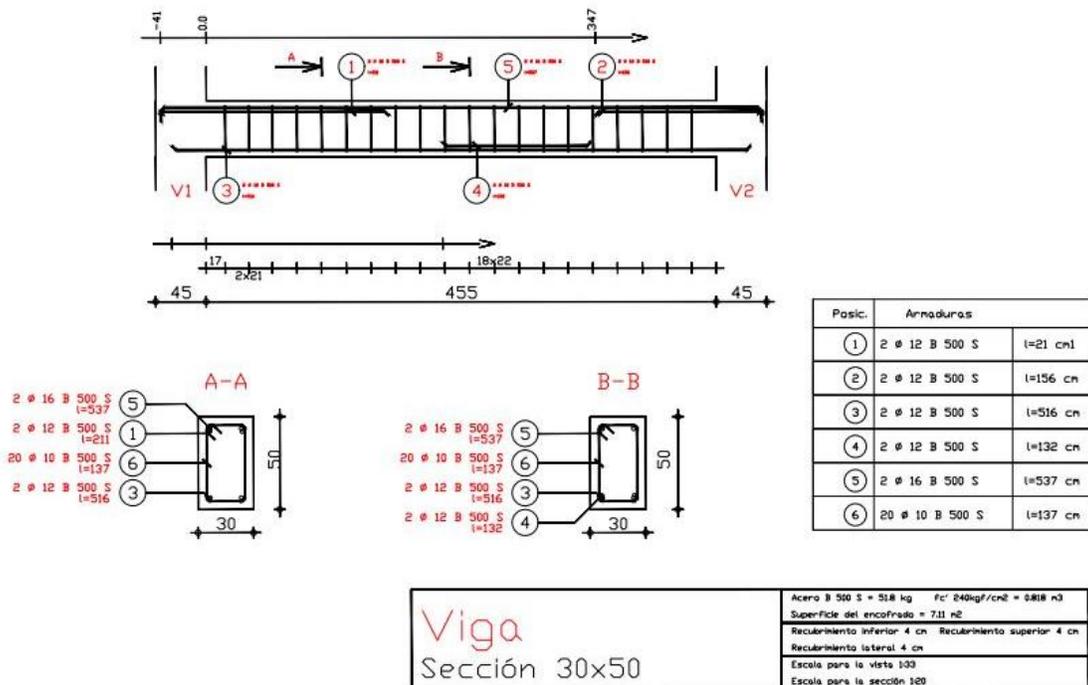


Figura 41. Armado de vigas de 30*50

(ARSAP, 2024)

La sección de 30*50 es apropiada para las vigas que conforman la estructura en ambos ejes.

Nota de cálculo

1 Viga: Viga81

OK

1.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: : CONCR $f_c' = 203,94$ (kgf/cm²)
Densidad : 2400,82 (kG/m³)
- Armaduras longitudinales : $f_y = 4282,81$ (kgf/cm²)
- Armaduras transversales : $f_y = 3059,15$ (kgf/cm²)
- Armadura adicional: : $f_y = 3059,15$ (kgf/cm²)

1.2 Geometría:

Número de elementos idénticos: 1

2.2.1	Tramo	Posición	Ap. Izq. L (m)	Ap. Der. (m)
	P1	Tramo	0,45	4,55
	Longitud de cálculo:		$L_0 = 5,00$ (m)	
	Sección	de 0,00 a 4,55 (m)		
		30,0 x 50,0 (cm)		
		Sin losa izquierda		
		Sin losa izquierda		

1.3 Opciones de cálculo:

- Regulación de la combinación : ACI 318-14/19
- Cálculos según la norma : ACI 318M-19
- 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 $c = 0,0$ (cm)
: lateral $c_1 = 0,0$ (cm)
: superficial $c_2 = 0,0$ (cm)

1.4 Resultados de los cálculos :

1.4.1 Reacciones

Apoyo V1

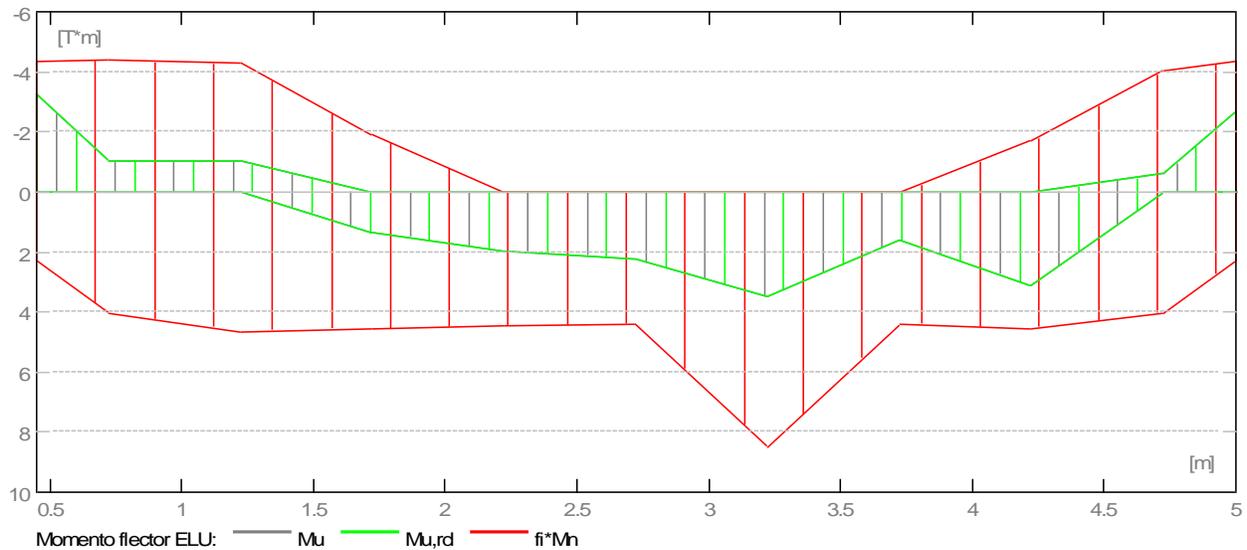
Caso	Fx	Fz	Mx	My
	(T)	(T)	(T*m)	(T*m)

Apoyo V2

Caso	Fx	Fz	Mx	My
	(T)	(T)	(T*m)	(T*m)

1.4.2 Solicitaciones ELU

Tramo	Mu,máx.	Mu,mín.	Mu,iz	Mu,d	Vu,iz	Vu,d
	(T*m)	(T*m)	(T*m)	(T)	(T)	(T)
P1	3,50	-0,00	-3,26	-2,70	8,18	-7,69



1.4.3 Sección Teórica de Acero

Tramo	Tramo (cm ²)		Apoyo izquierdo (cm ²)		Apoyo derecho (cm ²)	
	inf.	sup.	inf.	sup.	inf.	sup.
P1	1,76	0,00	0,00	1,64	0,00	1,35

1.4.4 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	$d_s(D+LS)$	$d_l(D+LS)$	$d_s(D+L)$	$d(LT)$
$d(LT),lim$	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
P1	0,0000	0,0000	0,0000	-2,0000

1.5 Resultados teóricos - detalles:

2.6.1 P1 : Tramo de 0,45 a 5,00 (m)

Abscisa (m)	ELU	ELS	Mu,máx. (T*m)	Mu,mín. (T*m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
	Mu,máx. (T*m)	Mu,mín. (T*m)				
0,45	0,00	-3,26	0,00	0,00	0,00	1,64
0,73	0,00	-1,01	0,00	0,00	0,00	0,50
1,23	0,00	-1,04	0,00	0,00	0,00	0,52
1,73	1,35	-0,00	0,00	0,00	0,67	0,00
2,23	1,97	-0,00	0,00	0,00	0,99	0,00
2,73	2,25	-0,00	0,00	0,00	1,12	0,00
3,23	3,50	-0,00	0,00	0,00	1,76	0,00
3,73	1,62	-0,00	0,00	0,00	0,81	0,00
4,23	3,14	-0,00	0,00	0,00	1,58	0,00
4,73	0,00	-0,59	0,00	0,00	0,00	0,29
5,00	0,00	-2,70	0,00	0,00	0,00	1,35

Abscisa (m)	ELU	ELS
	Vu,máx. (T)	Vu,máx. (T)
0,45	8,18	0,00
0,73	8,05	0,00
1,23	4,90	0,00
1,73	4,68	0,00
2,23	0,68	0,00
2,73	0,44	0,00
3,23	-3,65	0,00
3,73	-3,88	0,00
4,23	-7,34	0,00
4,73	-7,56	0,00
5,00	-7,69	0,00

2 **Cuantitativo:**

- Volumen del hormigón = 0,82 (m3)
- Superficie de encofrado= 7,12 (m2)

- **Diseño Columnas**

Las cargas previstas para las columnas se determinan del mismo modo que para las vigas, seleccionando el pilar más sometido a esfuerzos en función de su ubicación, como se ilustra en la figura siguiente:

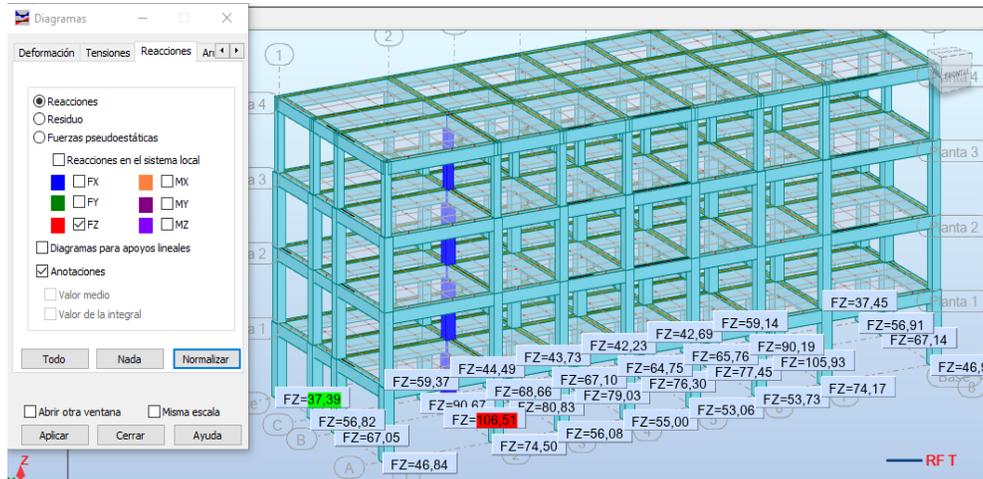


Figura 42. Columnas más solicitadas de la estructura

(ARSAP, 2024)

Determinamos las secciones de 45*45 para el primer piso y procedemos a calcular bajo el diseño por ultima resistencia con los datos especificados en la tabla 26:

f_c	Resistencia a la compresión simple del hormigón	240	Kg/cm ²
f_y	Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo	4200	Kg/cm ²
φ	Factor de reducción de resistencia para elementos sometidos a fuerza axial o combinación de momento y fuerza axial	0,65	
P_u	Carga última mayorada por el combo 2	106.51	Ton
p	Porcentaje de acero	≥1.13%	
	Factor de corrección para columnas con estribos que toma en cuenta la excentricidad accidental	0.80	
h	Altura	45	cm
b	Base	45	cm
d	Peralte efectivo	41	cm
r	Recubrimiento	4	cm

Tabla 26. Datos para cálculo de columna P1

Haciendo uso de las fórmulas especificadas a continuación para el diseño, procedemos con el cálculo:

$$A_g = b * h$$

Ecuación 17. Sección de columna de hormigón

$$A_g = 45\text{cm} * 45\text{cm}$$

$$A_g = 2025\text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{A_g}$$

Ecuación 18. Porcentaje de acero

$$A_{st} = \frac{1.13 * A_g}{100}$$

Ecuación 19. Sección de acero de refuerzo

$$A_{st} = \frac{1.13 * 2025\text{cm}^2}{100}$$

$$A_{st} = 20.25\text{cm}^2$$

$$\beta_1 = 0.85 \text{ si } f'_c \leq 300 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$P_o = \beta_1 * f'_c(A_g - A_{st}) + f_y(A_{st})$$

Ecuación 20. Carga axial debido a carga vertical

$$P_o = 0.85 * 240 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} (2025\text{cm} - 20.25\text{cm}) + 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} (20.25\text{cm}^2)$$

$$P_o = 494019,00 \text{ kgf}$$

$$P_o = 494 \text{ ton}$$

$$P_n = 0.8 * P_o$$

Ecuación 21. Carga axial última

$$P_n = 0.8 * 494 \text{ ton}$$

$$P_n = 395.2 \text{ ton}$$

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$0.65 * 395.21 \text{ ton} \geq 106.54 \text{ ton}$$

$$256 \text{ ton} \geq 106.54 \text{ ton} \text{ ok}$$

$$A_{st} = 20.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar: } \phi = 12 \text{ mm}$$

$$\# \text{ varillas} = \frac{20.25 \text{ cm}^2}{\left(\frac{\pi}{4} * 1.2^2\right)} = 17.9 = 18$$

$$\# \text{ varillas} = 18$$

Acero

$$18\phi 12$$

Separación mínima de estribos:

$$e \leq 15 \text{ cm}$$

$$e = \frac{45 \text{ cm} - 2(4 \text{ cm}) - 2(1 \text{ cm}) - 5(1.2)}{4} = 7.25 \text{ cm} = 7 \text{ cm}$$

$$7 \text{ cm} \leq 15 \text{ cm} \text{ ok}$$

$$32\phi 10/7 \text{ cm}$$

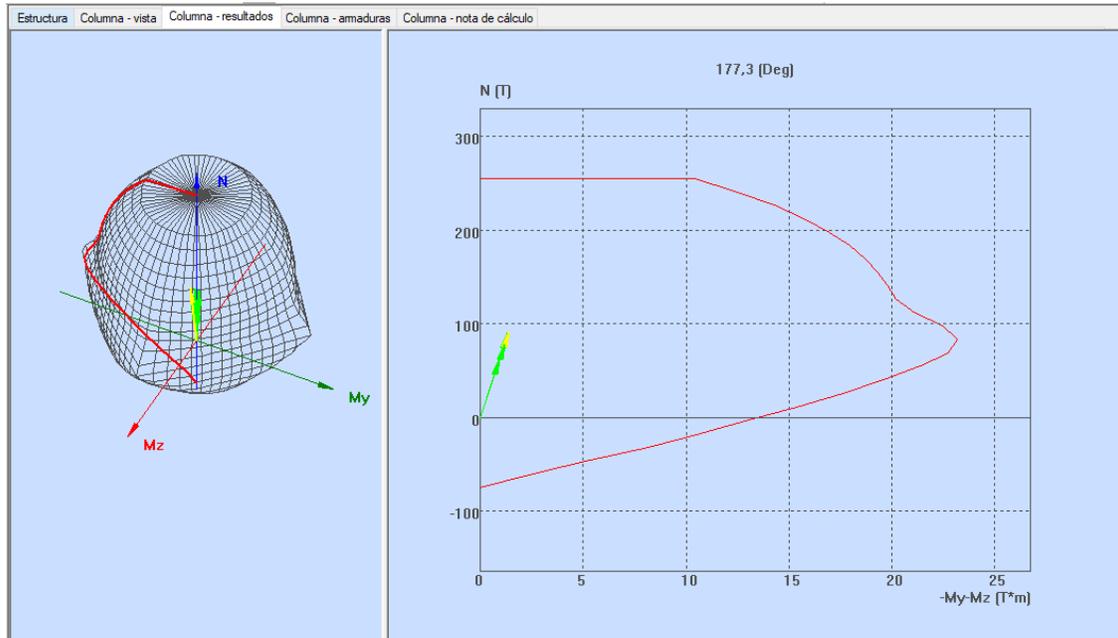


Gráfico 2. Diagrama de interacción-Columna 45*45

(ARSAP, 2024)

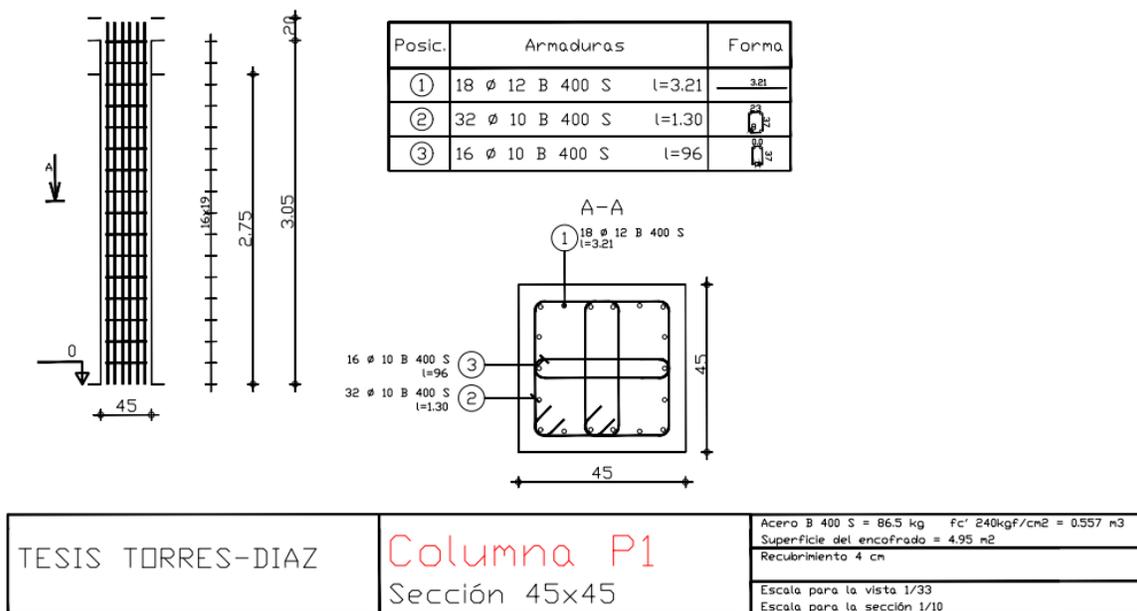


Figura 43. Armado de columna de 45*45

(ARSAP, 2024)

Nota de cálculo

1 Columna: Columna10

OK

$$f * S_n / U = 2,3993 > 1,0000$$
$$f * M_n / \mu = 9,2161 > 1,0000$$
$$f * P_n / P_u = 2,3993 > 1,0000$$

U, μ , P_u - Resistencia requerida

1.1 Característica de los materiales:

- Hormigón : $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$ $f_c' = 239,63 \text{ (kgf/cm}^2)$
Densidad : $2400,00 \text{ (kG/m}^3)$
- Armaduras longitudinales : B 400 S $f_y = 4078,86 \text{ (kgf/cm}^2)$
- Armaduras transversales : B 400 S $f_y = 4078,86 \text{ (kgf/cm}^2)$
- $b_1 : 0,8500$
 $b_1 = a/c$, Coeficiente relativo a la profundidad del bloque de tensión de compresión rectangular equivalente A a la profundidad del eje neutro C
 $b_1 = \langle 0,65-0,85 \rangle$

1.2 Geometría:

Número de elementos idénticos: 1

- 2.2.1 Rectángulo $45,0 \times 45,0 \text{ (cm)}$
- 2.2.2 Altura: L $= 3,25 \text{ (m)}$
- 2.2.3 Espesor de la losa $= 0,20 \text{ (m)}$
- 2.2.4 Altura de la viga $= 0,50 \text{ (m)}$
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura $= 4,0 \text{ (cm)}$

1.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : ACI 318M-19
- Tomar en cuenta la esbeltez : Y
- Estructura intraslacional : Y
- Estribos : hacia la losa
- Número de plantas (contado de arriba a abajo) : $n = 1$
- Categoría de dimensionamiento sísmico : SDC A

1.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	N	MyA	MyB	MyC	MzA	MzB
	MzC	b						

(T*m)	(T)	(T*m)	(T*m)	(T*m)	(T*m)	(T*m)
COMB1 de cálculo(Peso propio)	10	105,59	-1,54	0,74	-0,63	-
1,18 0,57 -0,48	1,0000					
COMB2 de cálculo(Peso propio)	10	106,51	-1,59	0,76	-0,65	-
1,22 0,59 -0,50	1,0000					
COMB5 de cálculo(Peso propio)	10	90,50	-1,32	0,64	-0,54	-1,02
0,49 -0,41	1,0000					
COMB7 de cálculo(Peso propio)	10	72,88	-1,07	0,52	-0,44	-0,83
0,40 -0,34	1,0000					

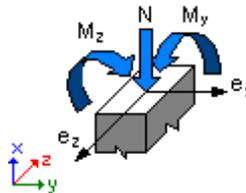
$b = <0,1>$, pieza de cargas axiales sostenidas definidas manualmente
 b_{dns} , relación para la reducción de la rigidez de los pilares debida a las cargas axiales sostenidas

1.5 Lista de combinaciones

COMB1
 COMB2
 COMB5
 COMB7

1.6 Resultados de los cálculos:

1.6.1 Análisis ELU



Combinación dimensionante: COMB2 (A)

Clasificación de la sección: Controlado por compresión
 $f = 0,6500$ - Coeficiente de reducción de la resistencia, $f = <0,65-0,90>$
 $e_c (*1000) = -3,0000$ - Deformación del hormigón
 $e_t (*1000) = 0,0000$ - Deformación a tracción del extremo de las armaduras

Esfuerzos seccionales:

$N = 106,51$ (T) $M_y = -1,59$ (T*m) $M_z = -1,22$ (T*m)

Esfuerzos de cálculo:

Nudo superior

$$\underline{P_u = 106,51 \text{ (T)}}$$

$$\underline{M_{yu} = -1,59 \text{ (T*m)}}$$

$$\underline{M_{zu} = -1,22 \text{ (T*m)}}$$

$$\underline{M_u = 2,00 \text{ (T*m)}}$$

$$\underline{U = 0,3380}$$

Coefficiente de seguridad:

U, Mu, Pu - Resistencia requerida

$$f * S_n / U = 2,3993 > 1,0000$$

$$f * M_n / M_u = 9,2161 > 1,0000$$

$$f * P_n / P_u = 2,3993 > 1,0000$$

$$f * S_n = 0,8109$$

$$f * M_n = 18,46 \text{ (T*m)}$$

$$f * P_n = 255,55 \text{ (T)}$$

1.6.1.1 Análisis detallado-Dirección Y:

2.6.1.1.1 Esfuerzo crítico

$$P_c = 4521,76 \text{ (T)} \quad (6.6.4.4.2)$$

$$k * l_u = 1,63 \text{ (m)}$$

$$EI = 1209,80 \text{ (T*m}^2\text{)} \quad (6.6.4.4.4b)$$

$$b_{dns} = 1,0000$$

$$E_c = 232333,11 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$E_s = 2039432,43 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$I_g = 341718,8 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$I_{se} = 4078,3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

1.6.1.1.2 Análisis de la esbeltez

Estructura intraslacional

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

$$3,25 \quad 0,5000 \quad 1,63$$

$$k * l_{uy} / r_y = 12,5093 < 39,7790 \text{ Columna poco esbelta}$$

(6.2.5b)(6.2.5c)

1.6.1.1.3 Análisis de pandeo

$$M_A = -1,59 \text{ (T*m)} \quad M_B = 0,76 \text{ (T*m)}$$

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

considerada

$$M = -1,59 \text{ (T*m)}$$

$$M_c = M = -1,59 \text{ (T*m)}$$

1.6.1.2 Análisis detallado-Dirección Z:

$$M_A = -1,22 \text{ (T*m)} \quad M_B = 0,59 \text{ (T*m)}$$

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

$$M = -1,22 \text{ (T*m)}$$

$$M_c = M = -1,22 \text{ (T*m)}$$

2.7 Armadura:

Sección de armado:	20,36 (cm²)	1,005 (%)
Armadura mínima (requisito normativo):	20,25 (cm ²)	1,000 (%)
Armadura máxima (requisito normativo):	162,00 (cm ²)	8,000 (%)

Barras principales (B 400 S):

- 18 f12 l = 3,21(m)

Armaduras transversales (B 400 S):

Estribos	32 f10	l = 1,31 (m)
	16 f10	l = 0,96 (m)

3 Cuantitativo:

- Volumen del hormigón = 0,56 (m³)
- Superficie de encofrado = 4,95 (m²)
- Acero B 400 S
 - Peso total = 86,51 (kG)
 - Densidad = 155,34 (kG/m³)
 - Diámetro medio = 11,0 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
10	0,96	0,59	16	9,43
10	1,31	0,80	32	25,76
12	3,21	2,85	18	51,32

Para determinar las secciones de los pisos posteriores usamos el mismo procedimiento que el primer nivel para cada planta de este modo obtenemos:

Segundo piso

f'c	Resistencia a la compresión simple del hormigón	240	Kg/cm2
fy	Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo	4200	Kg/cm2
φ	Factor de reducción de resistencia para elementos sometidos a fuerza axial o combinación de momento y fuerza axial	0,65	
Pu	Carga última mayorada por el combo 2	77.97	Ton
p	Porcentaje de acero	≥1.13%	
	Factor de corrección para columnas con estribos que toma en cuenta la excentricidad accidental	0.80	
h	Altura	40	cm
b	Base	40	cm
d	Peralte efectivo	36	cm
r	Recubrimiento	4	cm

Tabla 27. Datos para cálculo de columna P2

$$A_g = 40cm * 40cm$$

$$A_g = 1600cm^2$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{A_g}$$

$$A_{st} = \frac{1.13 * A_g}{100}$$

$$A_{st} = \frac{1.13 * 1600cm^2}{100}$$

$$A_{st} = 18.08 cm^2$$

$$\beta_1 = 0.85 \text{ si } f'c \leq 300 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$P_o = \beta_1 * f'c(Ag - Ast) + fy(Ast)$$

$$P_o = 0.85 * 240 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} (1600\text{cm} - 18.08\text{cm}) + 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} (18.08\text{cm}^2)$$

$$P_o = 398647.68 \text{ kgf}$$

$$P_o = 398.65 \text{ ton}$$

$$P_n = 0.8 * P_o$$

$$P_n = 0.8 * 398.65 \text{ ton}$$

$$P_n = 318.92 \text{ ton}$$

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$0.65 * 318.92 \text{ ton} \geq 77.97 \text{ ton}$$

$$207.30 \text{ ton} \geq 77.97 \text{ ton} \text{ ok}$$

$$Ast = 18.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar: } \phi = 12 \text{ mm}$$

$$\# \text{ varillas} = \frac{18.08 \text{ cm}^2}{\left(\frac{\pi}{4} * 1.2^2\right)} = 15.98 = 16$$

$$\# \text{ varillas} = 16$$

Acero

16φ12

Separación mínima de estribos

$$e \leq 15 \text{ cm}$$

$$e = \frac{40\text{cm} - 2(4\text{cm}) - 2(1\text{cm}) - 4(1.2)}{3} = 8.5 \text{ cm} = 9 \text{ cm}$$

9 cm ≤ 15 cm ok

28ϕ10/8cm

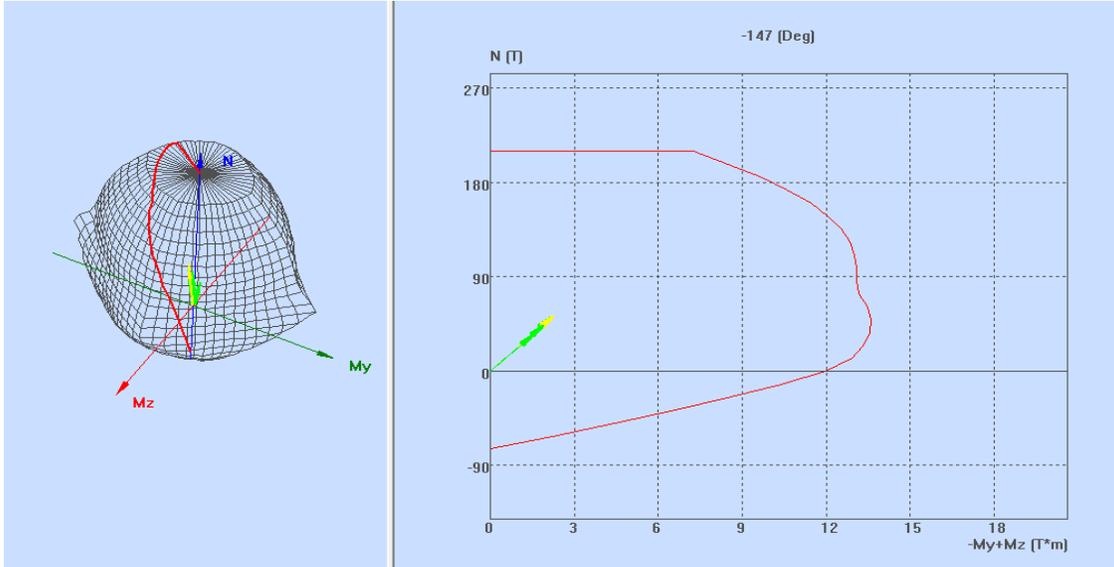
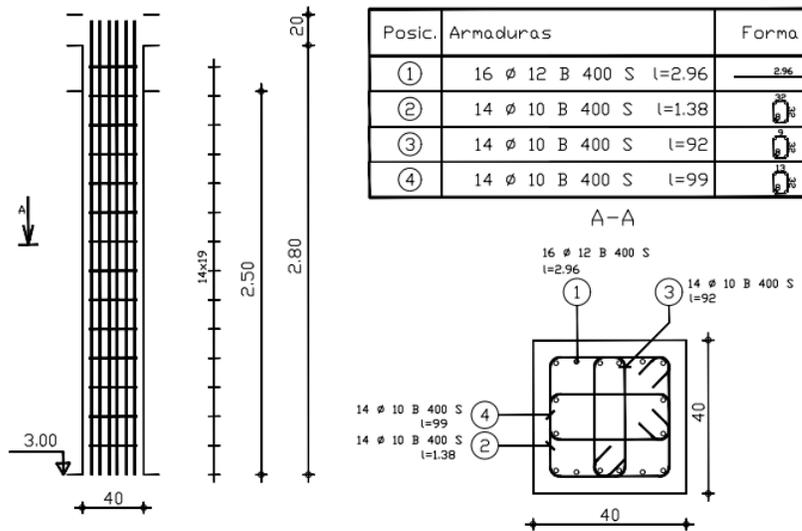


Gráfico 3. Diagrama de interacción-Columna 40*40 (Piso 2)

(ARSAP, 2024)



TESIS TORRES-DIAZ	Columna P2 Sección 40x40	Acero B 400 S = 70.4 kg 240kgf/cm ² = 0.4 m ³
		Superficie del encofrado = 4 m ²
		Recubrimiento 4 cm
		Escala para la vista 1/25
		Escala para la sección 1/10

Figura 44. Armado de columna de 40*40 -Piso 2

(ARSAP, 2024)

Nota de cálculo

1 Columna: Columna94

OK

$$f * S_n / U = 2,6418 > 1,0000$$

$$f * M_n / \mu = 6,6909 > 1,0000$$

$$f * P_n / P_u = 2,6418 > 1,0000$$

U, μ , P_u - Resistencia requerida

1.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: : $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ $f'_c = 239,63 \text{ (kgf/cm}^2)$
Densidad : $2400,00 \text{ (kG/m}^3)$
- Armaduras longitudinales : B 400 S $f_y = 4078,86$
(kgf/cm²)
- Armaduras transversales : B 400 S $f_y = 4078,86$
(kgf/cm²)
- b_1 : 0,8500
 $b_1 = a/c$, Coeficiente relativo a la profundidad del bloque de tensión de
compresión rectangular equivalente A a la profundidad del eje neutro C
 $b_1 = <0,65-0,85>$

1.2 Geometría:

Número de elementos idénticos: 1

1.2.1 Rectángulo $40,0 \times 40,0 \text{ (cm)}$

1.2.2 Altura: $L = 3,00 \text{ (m)}$

1.2.3 Espesor de la losa = $0,20 \text{ (m)}$

1.2.4 Altura de la viga = $0,50 \text{ (m)}$

1.2.5 Recubrimiento de la armadura = $4,0 \text{ (cm)}$

1.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : ACI 318M-19
- Tomar en cuenta la esbeltez : Y
- Estructura intraslacional : Y
- Estribos : hacia la losa
- Número de plantas (contado de arriba a abajo) : $n = 1$
- Categoría de dimensionamiento sísmico : SDC A

1.4 Cargas:

Caso Natura Grupo N MyA MyB MyC MzA MzB

MzC	b	(T)	(T*m)	(T*m)	(T*m)	(T*m)	(T*m)
(T*m)							
COMB1 de cálculo(Peso propio)		94	77,25	-1,54	1,52	-0,32	-1,11
1,09	-0,23	1,0000					
COMB2 de cálculo(Peso propio)		94	77,97	-1,59	1,56	-0,33	-1,14
1,13	-0,24	1,0000					
COMB5 de cálculo(Peso propio)		94	66,21	-1,32	1,30	-0,27	-0,95
0,93	-0,20	1,0000					
COMB7 de cálculo(Peso propio)		94	53,33	-1,07	1,06	-0,22	-0,77
0,76	-0,16	1,0000					

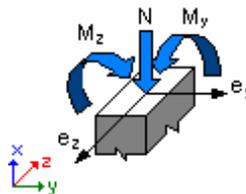
$b = \langle 0,1 \rangle$, pieza de cargas axiales sostenidas definidas manualmente
 b_{dns} , relación para la reducción de la rigidez de los pilares debida a las cargas axiales sostenidas

1.5 Lista de combinaciones

COMB1
 COMB2
 COMB5
 COMB7

1.6 Resultados de los cálculos:

2.6.1 Análisis ELU



Combinación dimensionante: COMB2 (A)

Clasificación de la sección: Controlado por compresión

$f = 0,6500$ - Coeficiente de reducción de la resistencia, $f = \langle 0,65-0,90 \rangle$

$e_c (*1000) = -3,0000$ - Deformación del hormigón

$e_t (*1000) = 0,0000$ - Deformación a tracción del extremo de las armaduras

Esfuerzos seccionales:

$$N = 77,97 \text{ (T)} \quad M_y = -1,59 \text{ (T*m)} \quad M_z = -1,14 \text{ (T*m)}$$

Esfuerzos de cálculo:

Nudo superior

$$P_u = 77,97 \text{ (T)}$$

$$M_{yu} = -1,59 \text{ (T*m)}$$

$$M_{zu} = -1,14 \text{ (T*m)}$$

$$M_u = 1,96 \text{ (T*m)}$$

$$U = 0,3135$$

Coefficiente de seguridad:

U, Mu, Pu - Resistencia requerida

$$f * S_n / U = 2,6418 > 1,0000$$

$$f * M_n / M_u = 6,6909 > 1,0000$$

$$f * P_n / P_u = 2,6418 > 1,0000$$

$$f * S_n = 0,8281$$

$$f * M_n = 13,09 \text{ (T*m)}$$

$$f * P_n = 205,97 \text{ (T)}$$

1.6.1.1 Análisis detallado-Dirección Y:

1.6.1.1.1 Esfuerzo crítico

$$P_c = 3426,13 \text{ (T)} \quad (6.6.4.4.2)$$

$$k * l_u = 1,50 \text{ (m)}$$

$$EI = 781,06 \text{ (T*m}^2\text{)} \quad (6.6.4.4.4b)$$

$$bdns = 1,0000$$

$$E_c = 232333,11 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$E_s = 2039432,43 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$I_g = 213333,3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$I_{se} = 2799,0 \text{ (cm}^4\text{)}$$

1.6.1.1.2 Análisis de la esbeltez

Estructura intraslacional

$l_u \text{ (m)}$	k	$k * l_u \text{ (m)}$
3,00	0,5000	1,50

$$k * l_u / r_y = 12,9904 < 40,0000 \text{ Columna poco esbelta}$$

(6.2.5b)(6.2.5c)

1.6.1.1.3 Análisis de pandeo

$$MA = -1,59 \text{ (T*m)} \quad MB = 1,56 \text{ (T*m)}$$

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

$$M = -1,59 \text{ (T*m)}$$

$$Mc = M = -1,59 \text{ (T*m)}$$

1.6.1.2 Análisis detallado-Dirección Z:

$$MA = -1,14 \text{ (T*m)} \quad MB = 1,13 \text{ (T*m)}$$

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

$$M = -1,14 \text{ (T*m)}$$

$$Mc = M = -1,14 \text{ (T*m)}$$

1.7 Armadura:

Sección de armado:

18,10 (cm²) 1,131 (%)

Armadura mínima (requisito normativo):

16,00 (cm²) 1,000 (%)

Armadura máxima (requisito normativo):
(%)

128,00 (cm²) 8,000

Barras principales (B 400 S):

- 16 f12 l = 2,96 (m)

Armaduras transversales (B 400 S):

Estribos 14 f10 l = 1,38 (m)

14 f10 l = 0,91 (m)

14 f10 l = 0,99 (m)

2 Cuantitativo:

- Volumen del hormigón = 0,40 (m³)
- Superficie de encofrado = 4,00 (m²)
- Acero B 400 S
 - Peso total = 70,40 (kG)
 - Densidad = 176,00 (kG/m³)
 - Diámetro medio = 11,0 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
10	0,91	0,56	14	7,90

10	0,99	0,61	14	8,56
10	1,38	0,85	14	11,88
12	2,96	2,63	16	42,06

Tercer piso:

f'c	Resistencia a la compresión simple del hormigón	240	Kg/cm2
fy	Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo	4200	Kg/cm2
φ	Factor de reducción de resistencia para elementos sometidos a fuerza axial o combinación de momento y fuerza axial	0,65	
Pu	Carga última mayorada por el combo 2	52.50	Ton
p	Porcentaje de acero	≥1.13%	
	Factor de corrección para columnas con estribos que toma en cuenta la excentricidad accidental	0.80	
h	Altura	40	cm
b	Base	40	cm
d	Peralte efectivo	36	cm
r	Recubrimiento	4	cm

Tabla 28. Datos para cálculo de columna P3

$$A_g = 40\text{cm} * 40\text{cm}$$

$$A_g = 1600\text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{A_g}$$

$$A_{st} = \frac{1.13 * A_g}{100}$$

$$A_{st} = \frac{1.13 * 1600\text{cm}^2}{100}$$

$$A_{st} = 18.08 \text{ cm}^2$$

$$\beta_1 = 0.85 \text{ si } f'c \leq 300 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$P_o = \beta_1 * f'c(A_g - A_{st}) + f_y(A_{st})$$

$$P_o = 0.85 * 240 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} (1600\text{cm} - 18.08\text{cm}) + 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} (18.08\text{cm}^2)$$

$$P_o = 398647.68 \text{ kgf}$$

$$P_o = 398.65 \text{ ton}$$

$$P_n = 0.8 * P_o$$

$$P_n = 0.8 * 398.65 \text{ ton}$$

$$P_n = 318.92 \text{ ton}$$

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$0.65 * 318.92 \text{ ton} \geq 52.50 \text{ ton}$$

$$207.30 \text{ ton} \geq 52.50 \text{ ton} \text{ ok}$$

$$A_{st} = 18.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar: } \phi = 12 \text{ mm}$$

$$\# \text{ varillas} = \frac{18.08 \text{ cm}^2}{\left(\frac{\pi}{4} * 1.2^2\right)} = 15.98 = 16$$

$$\# \text{ varillas} = 16$$

Acero

16φ12

Separación mínima de estribos:

$$e \leq 15 \text{ cm}$$

$$e = \frac{40\text{cm} - 2(4\text{cm}) - 2(1\text{cm}) - 3(1.2)}{2} = 8.5 \text{ cm} = 9 \text{ cm}$$

$$13\text{cm} \leq 15 \text{ cm} \text{ ok}$$

19 ϕ 10/13cm

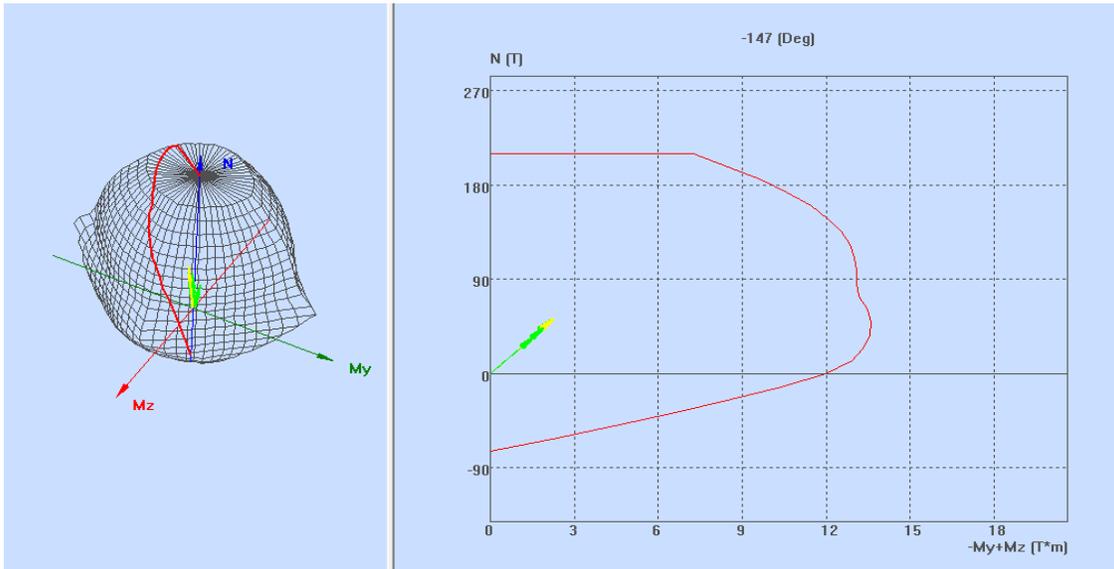


Gráfico 4. Diagrama de interacción-Columna 40*40 (Piso 3)

(ARSAP, 2024)

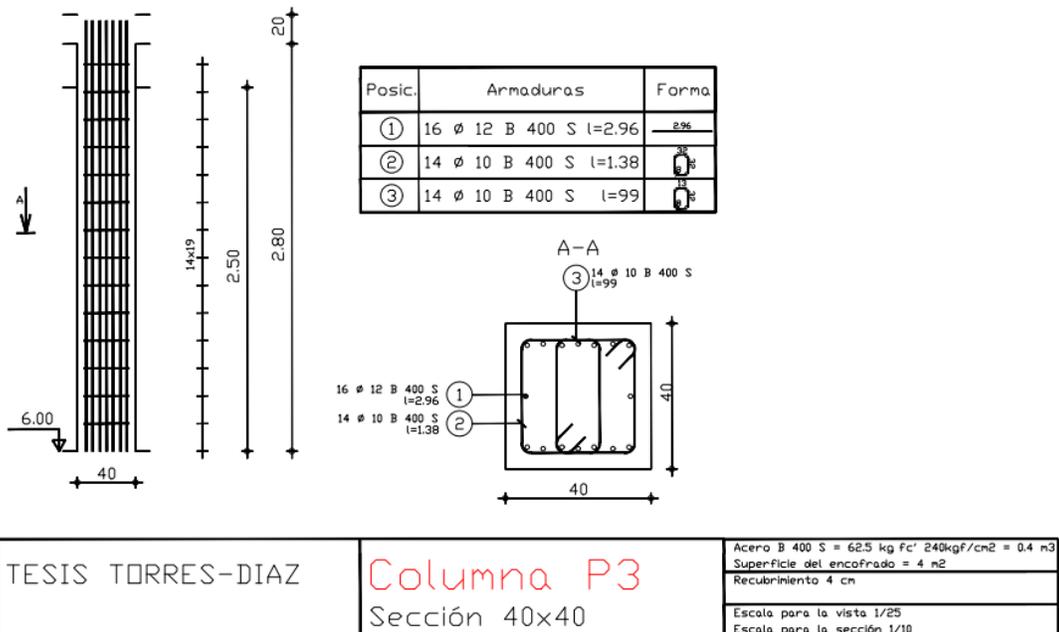


Figura 45. Armado de columna de 40*40 - Piso 3

(ARSAP, 2024)

- **Nota de cálculo**

1 Columna: Columna178

OK

$f \cdot S_n/U = 3,7828 > 1,0000$

$f \cdot M_n/M_u = 6,0208 > 1,0000$

$f \cdot P_n/P_u = 3,9231 > 1,0000$

U, Mu, Pu - Resistencia requerida

1.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: $f'c=240 \text{ kg/cm}^2$ $f_c'=239,63 \text{ (kgf/cm}^2)$
Densidad : $2400,00 \text{ (kG/m}^3)$
- Armaduras longitudinales : B 400 S $f_y=4078,86 \text{ (kgf/cm}^2)$
- Armaduras transversales : B 400 S $f_y=4078,86 \text{ (kgf/cm}^2)$
- $b_1 : 0,8500$
 $b_1 = a/c$, Coeficiente relativo a la profundidad del bloque de tensión de compresión rectangular equivalente A a la profundidad del eje neutro C
 $b_1 = <0,65-0,85>$

1.2 Geometría:

Número de elementos idénticos: 1

2.2.1 Rectángulo $40,0 \times 40,0 \text{ (cm)}$

2.2.2 Altura: $L= 3,00 \text{ (m)}$

2.2.3 Espesor de la losa = $0,20 \text{ (m)}$

2.2.4 Altura de la viga = $0,50 \text{ (m)}$

2.2.5 Recubrimiento de la armadura = $4,0 \text{ (cm)}$

1.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : ACI 318M-19
- Tomar en cuenta la esbeltez : Y
- Estructura intraslacional : Y
- Estribos : hacia la losa
- Número de plantas (contado de arriba a abajo) : $n = 1$
- Categoría de dimensionamiento sísmico : SDC A

1.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	N	MyA	MyB	MyC	MzA	MzB
------	--------	-------	---	-----	-----	-----	-----	-----

MzC	b	(T)	(T*m)	(T*m)	(T*m)	(T*m)	(T*m)
(T*m)							
COMB1 de cálculo(Peso propio)		178	51,97	-1,84	1,70	-0,42	-1,19
1,11	-0,27	1,0000					
COMB2 de cálculo(Peso propio)		178	52,50	-1,89	1,75	-0,44	-1,23
1,14	-0,28	1,0000					
COMB5 de cálculo(Peso propio)		178	44,55	-1,58	1,46	-0,36	-1,02
0,95	-0,23	1,0000					
COMB7 de cálculo(Peso propio)		178	35,90	-1,28	1,19	-0,29	-0,83
0,77	-0,19	1,0000					

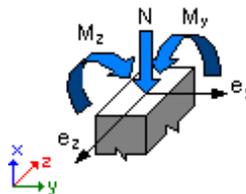
$b = \langle 0,1 \rangle$, pieza de cargas axiales sostenidas definidas manualmente
 b_{dns} , relación para la reducción de la rigidez de los pilares debida a las cargas axiales sostenidas

1.5 Lista de combinaciones

COMB1
 COMB2
 COMB5
 COMB7

1.6 Resultados de los cálculos

2.6.1 Análisis ELU



Combinación dimensionante: COMB2 (A)

Clasificación de la sección: Controlado por compresión

$f = 0,6500$ - Coeficiente de reducción de la resistencia, $f = \langle 0,65-0,90 \rangle$

$\epsilon_c (*1000) = -3,0000$ - Deformación del hormigón

$\epsilon_t (*1000) = 0,0804$ - Deformación a tracción del extremo de las armaduras

Esfuerzos seccionales:

$$N = 52,50 \text{ (T)} \quad M_y = -1,89 \text{ (T*m)} \quad M_z = -1,23 \text{ (T*m)}$$

Esfuerzos de cálculo:

Nudo superior

$$\frac{P_u = 52,50 \text{ (T)} \quad M_{yu} = -1,89 \text{ (T*m)} \quad M_{zu} = -1,23 \text{ (T*m)} \quad \mu_u = 2,26}{(T*m)} \quad U = 0,2119$$

Coefficiente de seguridad:

U, μ_u , P_u - Resistencia requerida

$$f * S_n / U = 3,7828 > 1,0000$$

$$f * M_n / \mu_u = 6,0208 > 1,0000$$

$$f * P_n / P_u = 3,9231 > 1,0000$$

$$f * S_n = 0,8015$$

$$f * M_n = 13,59 \text{ (T*m)}$$

$$f * P_n = 205,97 \text{ (T)}$$

1.6.1.1 Análisis detallado-Dirección Y:

2.6.1.1.1 Esfuerzo crítico

$$P_c = 3596,76 \text{ (T)} \quad (6.6.4.4.2)$$

$$k * l_u = 1,50 \text{ (m)}$$

$$EI = 819,96 \text{ (T*m}^2\text{)} \quad (6.6.4.4.4b)$$

$$b_{dns} = 1,0000$$

$$E_c = 232333,11 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$E_s = 2039432,43 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$I_g = 213333,3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$I_{se} = 3180,5 \text{ (cm}^4\text{)}$$

1.6.1.1.2 Análisis de la esbeltez

Estructura intraslacional

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

3,00	0,5000	1,50
------	--------	------

$$k * l_u / r_y = 12,9904 < 40,0000 \text{ Columna poco esbelta}$$

(6.2.5b)(6.2.5c)

1.6.1.1.3 Análisis de pandeo

$$M_A = -1,89 \text{ (T*m)} \quad M_B = 1,75 \text{ (T*m)}$$

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

$$M = -1,89 \text{ (T*m)}$$

$$M_c = M = -1,89 \text{ (T*m)}$$

1.6.1.2 Análisis detallado-Dirección Z:

$$M_A = -1,23 \text{ (T*m)} \quad M_B = 1,14 \text{ (T*m)}$$

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

$$M = -1,23 \text{ (T*m)}$$

$$M_c = M = -1,23 \text{ (T*m)}$$

1.7 Armadura:

Sección de armado:	18,10 (cm²)	1,131 (%)
Armadura mínima (requisito normativo):	16,00 (cm ²)	1,000 (%)
Armadura máxima (requisito normativo):	128,00 (cm ²)	8,000 (%)

Barras principales (B 400 S):

- 16 f12 l = 2,96 (m)

Armaduras transversales (B 400 S):

Estribos	14 f10	l = 1,38 (m)
	14 f10	l = 0,99 (m)

2 Cuantitativo:

- Volumen del hormigón = 0,40 (m³)
- Superficie de encofrado = 4,00 (m²)
- Acero B 400 S
 - Peso total = 62,50 (kG)
 - Densidad = 156,25 (kG/m³)
 - Diámetro medio = 11,2 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
10	0,99	0,61	14	8,56
10	1,38	0,85	14	11,88
12	2,96	2,63	16	42,06

Cuarto piso:

f'c	Resistencia a la compresión simple del hormigón	240	Kg/cm2
fy	Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo	4200	Kg/cm2
φ	Factor de reducción de resistencia para elementos sometidos a fuerza axial o combinación de momento y fuerza axial	0,65	
Pu	Carga última mayorada por el combo 2	52.50	Ton
p	Porcentaje de acero	≥1.13%	
	Factor de corrección para columnas con estribos que toma en cuenta la excentricidad accidental	0.80	
h	Altura	30	cm
b	Base	30	cm
d	Peralte efectivo	26	cm
r	Recubrimiento	4	cm

Tabla 29. Datos para cálculo de columna P4

$$A_g = 30\text{cm} * 30\text{cm}$$

$$A_g = 900\text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{A_g}$$

$$A_{st} = \frac{1.13 * A_g}{100}$$

$$A_{st} = \frac{1.13 * 900\text{cm}^2}{100}$$

$$A_{st} = 10.17\text{ cm}^2$$

$$\beta_1 = 0.85 \text{ si } f'c \leq 300 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$P_o = \beta_1 * f'c(A_g - A_{st}) + f_y(A_{st})$$

$$P_o = 0.85 * 240 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} (300\text{cm} - 10.17\text{cm}) + 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} (10.17\text{cm}^2)$$

$$P_o = 101839.98\text{ kgf}$$

$$P_o = 101.84 \text{ ton}$$

$$P_n = 0.8 * P_o$$

$$P_n = 0.8 * 101.84 \text{ ton}$$

$$P_n = 81.47 \text{ ton}$$

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$0.65 * 81.47 \text{ ton} \geq 27.14 \text{ ton}$$

$$52.96 \text{ ton} \geq 27.14 \text{ ton} \text{ ok}$$

$$A_{st} = 10.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar: } \phi = 12 \text{ mm}$$

$$\# \text{ varillas} = \frac{10.17 \text{ cm}^2}{\left(\frac{\pi}{4} * 1.2^2\right)} = 8.99 = 9$$

$$\# \text{ varillas} = 9$$

Acero

9 ϕ 12

Separación mínima de estribos

$$e \leq 15 \text{ cm}$$

$$e = \frac{30\text{cm} - 2(4\text{cm}) - 2(1\text{cm}) - 3(1.2)}{2} = 8.2 \text{ cm} = 8 \text{ cm}$$

$$8\text{cm} \leq 15 \text{ cm} \text{ ok}$$

31 ϕ 10/8cm

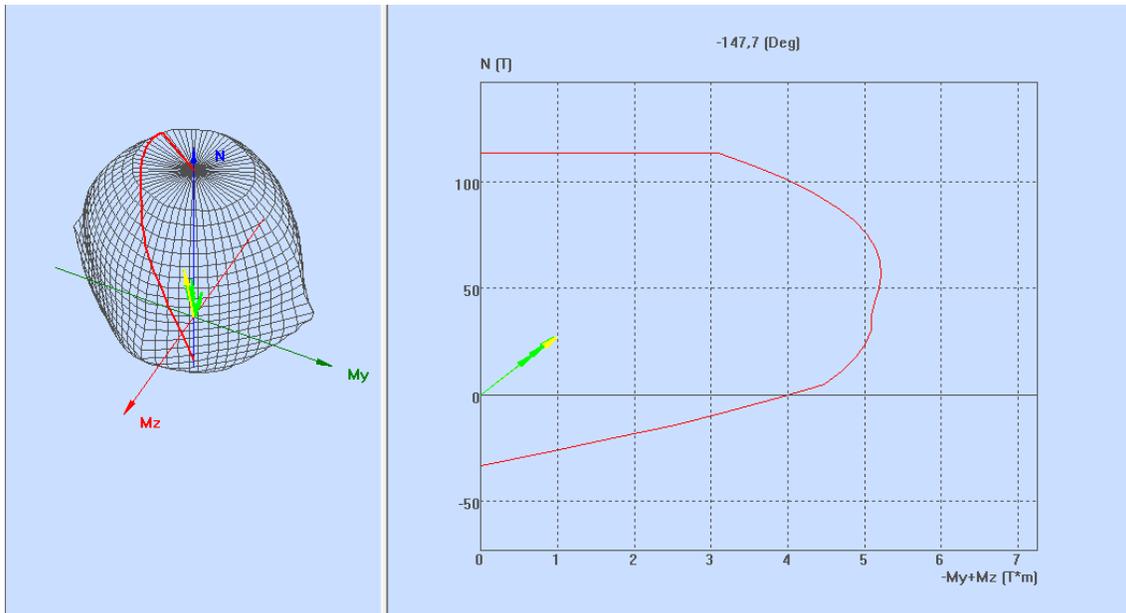


Gráfico 5. Diagrama de interacción-Columna 40*40 (Piso 4)

(ARSAP, 2024)

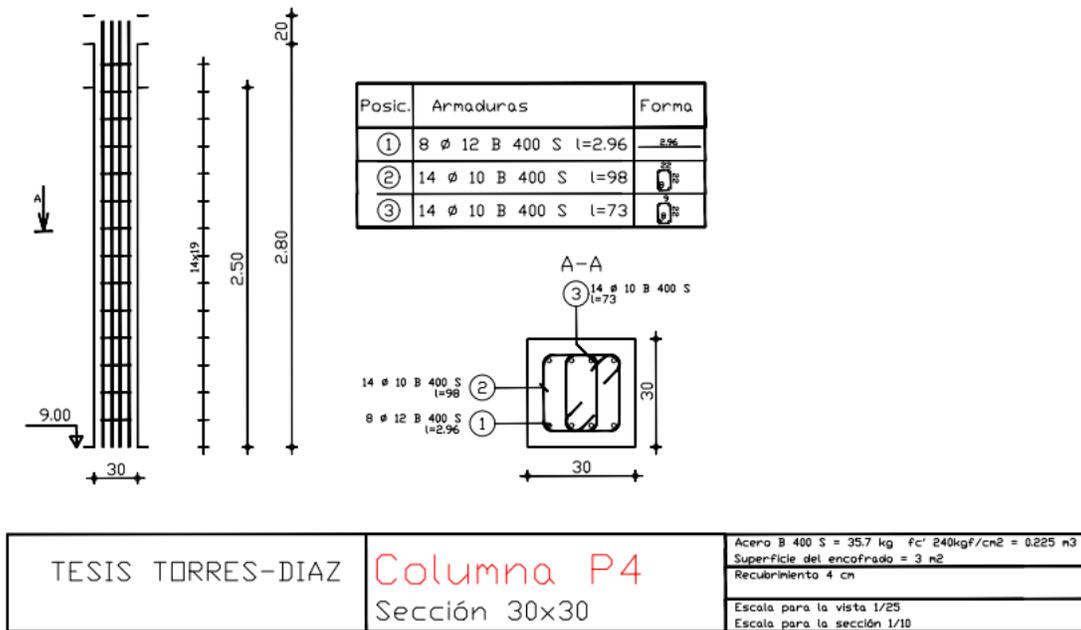


Figura 46. Armado de columna de 30*30 – Piso 4

(ARSAP, 2024)

- **Nota de cálculo**

1

Columna: Columna262

OK

$f * S_n / U = 3,8543 > 1,0000$

$f * M_n / \mu = 5,1290 > 1,0000$

$f * P_n / P_u = 4,1842 > 1,0000$

U, μ , P_u - Resistencia requerida

1.1 Característica de los materiales:

- Hormigón : $f'c=240 \text{ kg/cm}^2$ $f_c' = 239,63 \text{ (kgf/cm}^2)$
 Densidad : $2400,00 \text{ (kG/m}^3)$
- Armaduras longitudinales : B 400 S $f_y = 4078,86 \text{ (kgf/cm}^2)$
- Armaduras transversales : B 400 S $f_y = 4078,86 \text{ (kgf/cm}^2)$
- $b_1 : 0,8500$
 $b_1 = a/c$, Coeficiente relativo a la profundidad del bloque de tensión de compresión rectangular equivalente A a la profundidad del eje neutro C
 $b_1 = <0,65-0,85>$

1.2 Geometría:

Número de elementos idénticos: 1

- 2.2.1 Rectángulo $30,0 \times 30,0 \text{ (cm)}$
- 2.2.2 Altura: $=3,00 \text{ (m)}$
- 2.2.3 Espesor de la losa $=0,20 \text{ (m)}$
- 2.2.4 Altura de la viga $=0,50 \text{ (m)}$
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura $=4,0 \text{ (cm)}$

1.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : ACI 318M-19
- Tomar en cuenta la esbeltez : Y
- Estructura intraslacional : Y
- Estribos : hacia la losa
- Número de plantas (contado de arriba a abajo) : $n = 1$
- Categoría de dimensionamiento sísmico : SDC A

1.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	N	MyA	MyB	MyC	MzA	MzB
	MzC	b	(T)	(T*m)	(T*m)	(T*m)	(T*m)	(T*m)

	(T*m)					
COMB1 de cálculo(Peso propio)	262	26,79	-0,81	0,71	-0,20	-0,51
0,46			-0,12			
	1,0000					
COMB2 de cálculo(Peso propio)	262	27,14	-0,83	0,73	-0,21	-0,53
0,47			-0,13			
	1,0000					
COMB5 de cálculo(Peso propio)	262	22,96	-0,69	0,61	-0,17	-0,44
0,39			-0,11			
	1,0000					
COMB7 de cálculo(Peso propio)	262	18,53	-0,56	0,50	-0,14	-0,36
0,32			-0,09			
	1,0000					

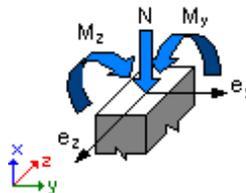
$b = <0,1>$, pieza de cargas axiales sostenidas definidas manualmente
 b_{dns} , relación para la reducción de la rigidez de los pilares debida a las cargas axiales sostenidas

1.5 Lista de combinaciones

COMB1
 COMB2
 COMB5
 COMB7

1.6 Resultados de los cálculos:

1.6.1 Análisis ELU



Combinación dimensionante: COMB2 (A)

Clasificación de la sección: Controlado por compresión

$f = 0,6500$ - Coeficiente de reducción de la resistencia, $f = <0,65-0,90>$

$e_c (*1000) = -3,0000$ - Deformación del hormigón

$e_t (*1000) = 0,0311$ - Deformación a tracción del extremo de las armaduras

Esfuerzos seccionales:

$N = 27,14$ (T) $M_y = -0,83$ (T*m) $M_z = -0,53$ (T*m)

Esfuerzos de cálculo:

Nudo superior
 $P_u = 27,14 \text{ (T)}$
 $M_{yu} = -0,83 \text{ (T*m)}$
 $M_{zu} = -0,53 \text{ (T*m)}$
 $M_u = 0,99 \text{ (T*m)}$
 $U = 0,1950$

Coefficiente de seguridad:

U, Mu, Pu - Resistencia requerida

$f * S_n / U = 3,8543 > 1,0000$
 $f * M_n / M_u = 5,1290 > 1,0000$
 $f * P_n / P_u = 4,1842 > 1,0000$

$f * S_n = 0,7518$
 $f * M_n = 5,05 \text{ (T*m)}$
 $f * P_n = 113,58 \text{ (T)}$

1.6.1.1 Análisis detallado-Dirección Y:

1.6.1.1.1 Esfuerzo crítico

$P_c = 1015,72 \text{ (T)}$ (6.6.4.4.2)
 $k * l_u = 1,50 \text{ (m)}$
 $EI = 231,56 \text{ (T*m}^2\text{)}$ (6.6.4.4.4b)
 $bdns = 1,0000$
 $E_c = 232333,11 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$
 $E_s = 2039432,43 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$
 $I_g = 67500,0 \text{ (cm}^4\text{)}$
 $I_{se} = 732,9 \text{ (cm}^4\text{)}$

1.6.1.1.2 Análisis de la esbeltez

Estructura intraslacional

$l_u \text{ (m)}$	k	$k * l_u \text{ (m)}$
3,00	0,5000	1,50

$k * l_{uy} / r_y = 17,3205 < 40,0000$ Columna poco esbelta
(6.2.5b)(6.2.5c)

1.6.1.1.3 Análisis de pandeo

$M_A = -0,83 \text{ (T*m)}$ $M_B = 0,73 \text{ (T*m)}$
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez no considerada

$$M = -0,83 \text{ (T*m)}$$

$$M_c = M = -0,83 \text{ (T*m)}$$

1.6.1.2 Análisis detallado-Dirección Z:

$$M_A = -0,53 \text{ (T*m)} \quad M_B = 0,47 \text{ (T*m)}$$

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

$$M = -0,53 \text{ (T*m)}$$

$$M_c = M = -0,53 \text{ (T*m)}$$

1.7 Armadura:

Sección de armado:	9,05 (cm²)	1,005 (%)
Armadura mínima (requisito normativo):	9,00 (cm ²)	1,000 (%)
Armadura máxima (requisito normativo):	72,00 (cm ²)	8,000 (%)

Barras principales (B 400 S):

- 8 f12 l = 2,96 (m)

Armaduras transversales (B 400 S):

Estribos	14 f10	l = 0,98 (m)
	14 f10	l = 0,72 (m)

2 Cuantitativo:

- Volumen del hormigón = 0,23 (m³)
- Superficie de encofrado = 3,00 (m²)
- Acero B 400 S
 - Peso total = 35,71 (kG)
 - Densidad = 158,73 (kG/m³)
 - Diámetro medio = 11,0 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
10	0,72	0,45	14	6,26
10	0,98	0,60	14	8,42
12	2,96	2,63	8	21,03

Diseño de losa

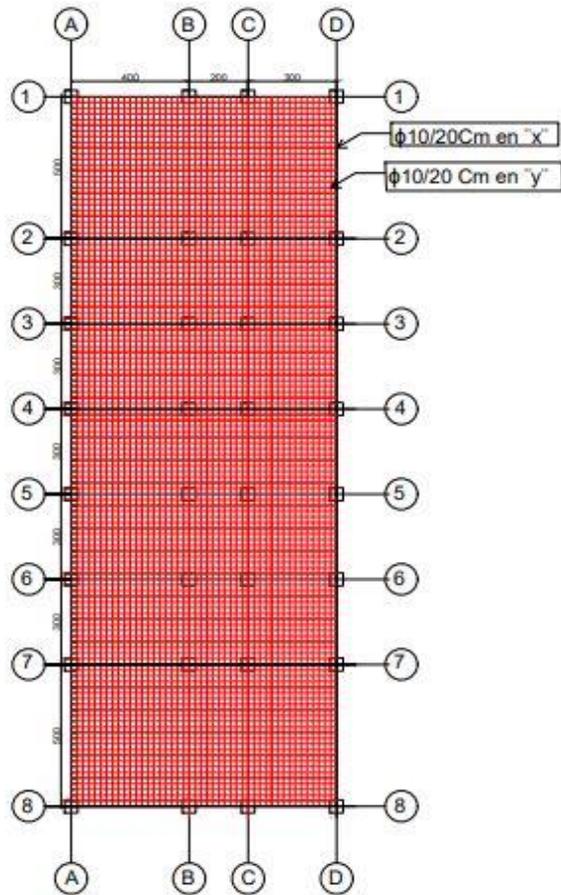


Figura 47. Armado de losa-Vista en planta

(ARSAP, 2024)

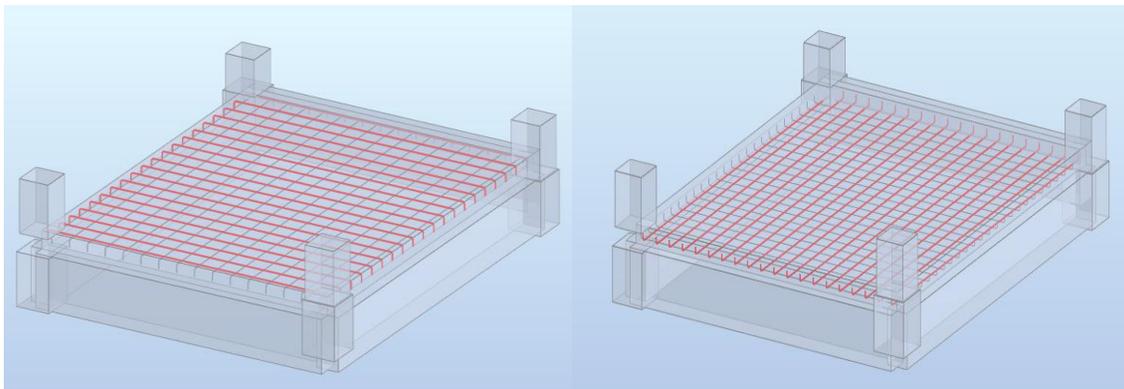


Figura 48. Doble mayado de losa – Paño 1A

(ARSAP, 2024)

- **Nota de cálculo**

1. Losa: Pletina341-panel n.º 341

1.1. Armadura:

- Tipo : Losa de planta de hormigón armado_1
- Dirección armaduras principales : 0°
- Clase de armaduras principales : B 500 S; resistencia característica = 5098,58 kgf/cm²
- 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 = 2,0 (cm)
superior	c2 = 2,0 (cm)

1.2. Hormigón:

- Clase : f'c=240 kg/cm²; resistencia característica = 239,63 kgf/cm²
- Densidad : 2400,00 (kG/m³)

1.3. hipótesis

- Cálculos para la armadura requerida según : ACI 318M-19
- Cálculos para la armadura proporcionada según : ACI 318M-19
- Método de cálculo de la sección de armadura : Analítica
- Flecha admisible : 3,0000 (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	4,00	5,00	4,00
2	4,00	5,00	4,00	0,00	5,00
3	4,00	0,00	0,00	0,00	4,00
4	0,00	0,00	0,00	5,00	5,00

Apoyo:

nº	Nombre	dimensiones	coordenadas	borde
----	--------	-------------	-------------	-------

		(m)	x	y	
3	puntual	0,45 / 0,45	0,00	5,00	—
3	lineal	0,30 / 4,00	2,00	5,00	—
3	lineal	5,00 / 0,30	0,00	2,50	—
3	puntual	0,40 / 0,40	0,00	5,00	—
6	puntual	0,45 / 0,45	4,00	5,00	—
6	lineal	5,00 / 0,30	4,00	2,50	—
6	puntual	0,40 / 0,40	4,00	5,00	—
14	puntual	0,45 / 0,45	0,00	0,00	—
14	lineal	0,30 / 4,00	2,00	0,00	—
14	puntual	0,40 / 0,40	0,00	0,00	—
16	puntual	0,45 / 0,45	4,00	0,00	—
16	puntual	0,40 / 0,40	4,00	0,00	—

* - presencia del capitel

1.5. Resultados de los cálculos:

1.5.1. Momentos max. + armadura a flexión

	Ax(+)	Ax(-)	Ay(+)	Ay(-)
Armadura real (cm ² /m):				
	3,93	3,93	3,93	3,93
Armadura teórica modificada (cm ² /m):				
	3,60	3,60	3,60	3,60
Armadura teórica inicial (cm ² /m):				
	3,60	3,60	3,60	3,60
Coordenadas (m):				
	0,00;5,00	1,00;4,00	0,00;5,00	
	0,00;4,00			

1.5.2. Momentos max. + armadura a flexión

	Ax(+)	Ax(-)	Ay(+)	Ay(-)
Símbolos: sección teórica/sección real				
Ax(+) (cm ² /m)	3,60/3,93	3,60/3,93	3,60/3,93	
	3,60/3,93			
Ax(-) (cm ² /m)	3,60/3,93	3,60/3,93	3,60/3,93	
	3,60/3,93			
Ay(+) (cm ² /m)	3,60/3,93	3,60/3,93	3,60/3,93	
	3,60/3,93			
Ay(-) (cm ² /m)	3,60/3,93	3,60/3,93	3,60/3,93	
	3,60/3,93			

Coordenadas (m)	0,00;5,00	1,00;4,00	0,00;5,00
	0,00;4,00		
Coordenadas* (m)	0,00;0,00;3,00		1,00;1,00;3,00
	0,00;0,00;3,00		1,00;0,00;3,00

* - Coordenadas en el sistema global de la estructura

1.5.4. Flecha

$$|f(+)| = 0,0000 \text{ (cm)} \leq f_{dop(+)} = 3,0000 \text{ (cm)}$$

$$|f(-)| = 0,0000 \text{ (cm)} \leq f_{dop(-)} = 3,0000 \text{ (cm)}$$

2. Resultados teóricos - disposiciones de las armaduras

Lista de soluciones:

Armado con barras

Solución n.º	Armaduras Diámetro / Peso	Peso total (kG)
1	-	246,70

Resultados para la solución n.º 1

Zonas de armadura

Armadura inferior

Nombre	coordenadas				Armaduras adoptadas	
	At	x1	y1	x2	y2	Ar
	(cm²/m)					f (mm) / (cm)
						(cm²/m)
1/1- Ax Principal	0,00	0,00	4,00	5,00	10,0 / 20,0	3,60 <
	3,93					
1/2- Ay Perpendicular	0,00	0,00	4,00		5,00	10,0 / 20,0
	3,60 <		3,93			

Armadura superior

Nombre	coordenadas				Armaduras adoptadas	
	At	x1	y1	x2	y2	Ar
	(cm²/m)					f (mm) / (cm)
						(cm²/m)
1/1+ Ax Principal	0,00	0,00	4,00	5,00	10,0 / 20,0	3,60 <
	3,93					
1/2+ Ay Perpendicular	0,00	0,00	4,00		5,00	10,0 / 20,0
	3,60 <		3,93			

3. Cuantitativo

- Volumen del hormigón = 4,00 (m3)
- Superficie de encofrado = 20,00 (m2)
- circunferencia de la losa = 18,00 (m)
- Superficie de los huecos = 0,00 (m2)

- Acero B 500 S
- Peso total = 251,06 (kG)
- Densidad = 62,76 (kG/m3)
- Diámetro medio = 10,0 (mm)
- Lista según diámetros:

Diámetro	Longitud (m)	Número de elementos idénticos:
10	4,08	50
10	5,08	40

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

- Como resultado de su funcionamiento dúctil y del cumplimiento de la presente norma, podemos deducir que las secciones de las columnas no se ven afectadas por el cortante basal.
- El piso número tres de la edificación al igualar la sección de columna del piso dos superó la falla que presentaba de piso débil ya que en primer lugar se usó columnas de 35x35 pero la rigidez que se generó para dicho piso no cumplía con las expectativas del proyecto y al aumentar la sección del piso se aumentó la resistencia lateral mejorando el comportamiento general de la estructura.
- Las deformaciones a las que se ve expuesta la estructura no exceden a la normada.
- Los diagramas de interacción demuestran que las dimensiones estimadas para las columnas cumplen según lo normado por la NEC-15

Recomendaciones

- En el presente trabajo no se realizó estudios de suelo ni el análisis de cimentación por fines educativos, sin embargo, es crucial que se realice un estudio completo de suelo y un diseño óptimo de cimentación, para que los elementos estructurales no se vean afectados.
- Para aumentar rigidez es recomendable aumentar las secciones en vez de agregar elementos innecesarios.

- Es recomendable efectuar una correcta distribución de la fuerza cortante porque esta es la que mayormente afecta a la estructura.
- Se recomienda realizar un análisis de costos para corroborar si el proyecto es viable.
- Para minimizar las secciones en los puntos menos cargados y por tanto disminuir costos, se requiere hacer el estudio para el diseño y cálculo de varios elementos por nivel, no sólo del elemento más demandado.
- Se recomienda el apoyo de normativas internacionales que complementen el criterio de la normativa ecuatoriana vigente para que la interpretación de resultados sea más eficaz.

BIBLIOGRAFÍA

ARSAP. (2024). Autodesk Robot Structural Analysis Professional.

ASCE, A. S. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE 7-10)*. Estados Unidos de América.

Institute, A. C. (2015). *Requisitos del Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14) y Comentario (ACI 318SR-14)*. Estados Unidos de América.

Institute, A. C. (2020). *Requisitos del Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-19) y Comentario (ACI 318SR-19)*. Estados Unidos de América.

Loyaga, V. M., & Tupiza, V. G. (2019, Febrero). *Análisis de la Influencia de la rigidez del módulo de escaleras en estructuras regulares e irregulares de 4 plantas y construidas en hormigón armado*. Retrieved from file:///C:/Users/lesli/Downloads/UPS-ST003966%20(1).pdf

Mc Corman , J., & H. Brow, R. (n.d.). *Diseño de Concreto Reforzado*. 10ma Edición .

NEC-SE-CG. (2015). *Cargas*. Guayaquil.

NEC-SE-DS. (2015). *Diseño Sísmico*. Guayaquil.

NEC-SE-HM. (2015). *Diseño de Hormigón Armado* . Guayaquil.

ANEXOS

Anexo 1: Vigas

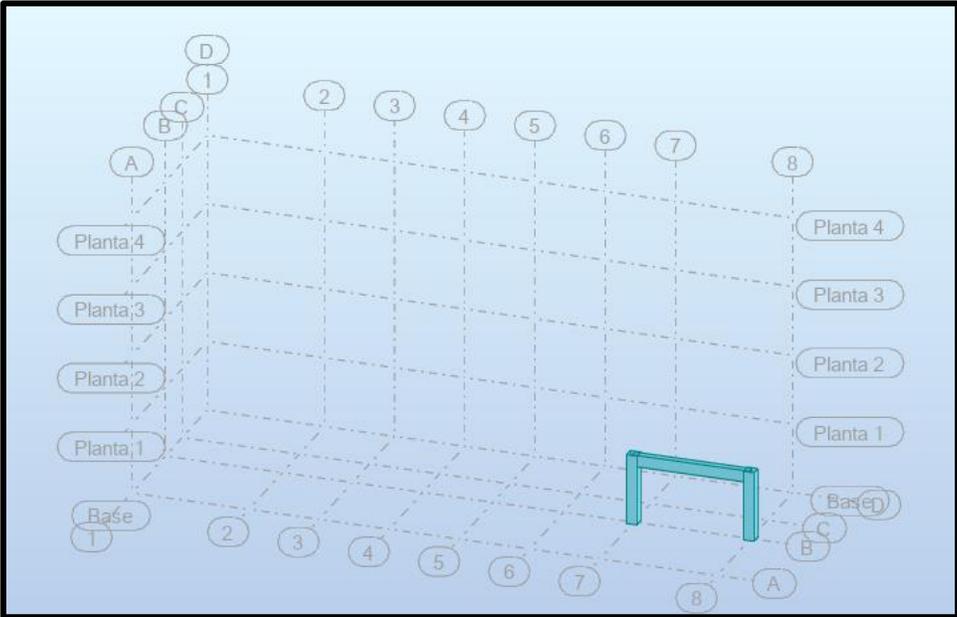


Figura 49. Selección de la viga a diseñarse

(ARSAP, 2024)

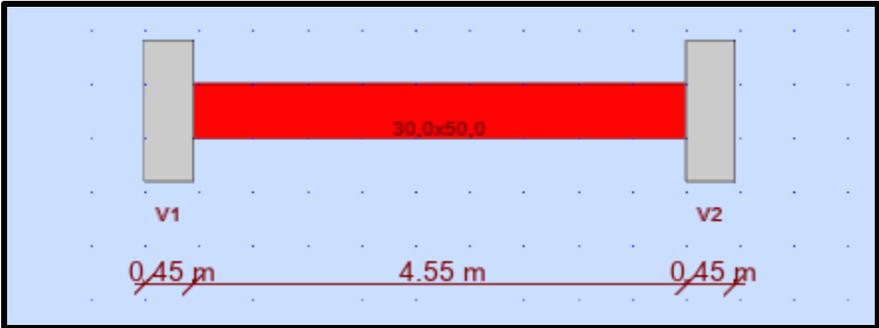


Figura 50. Selección de la viga

(ARSAP, 2024)

El recubrimiento el cual establecimos de 4cm por cara.

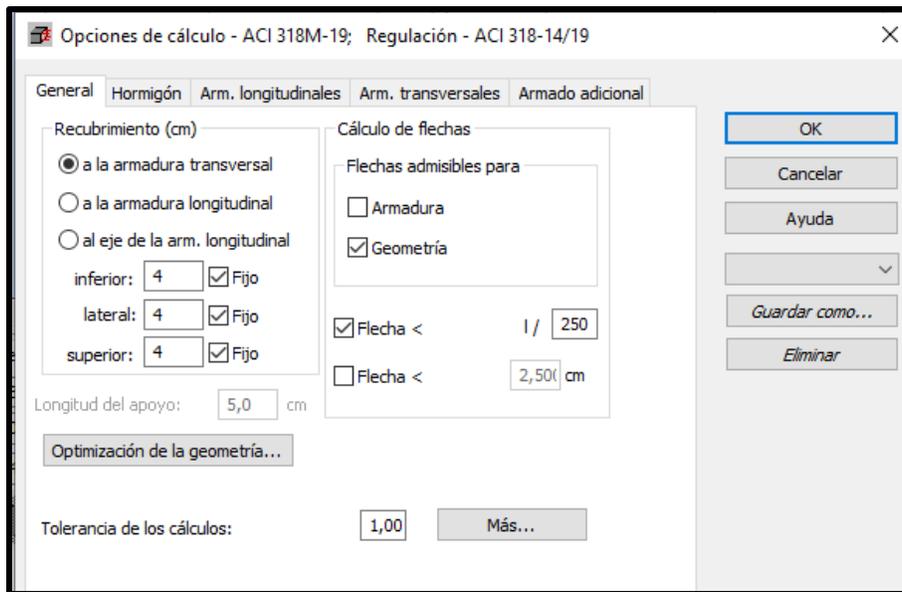


Figura 51. Configuración general

(ARSAP, 2024)

Posterior a esto especificamos la resistencia del hormigón a utilizar, en este caso hemos considerado uno de 240Kg/cm²

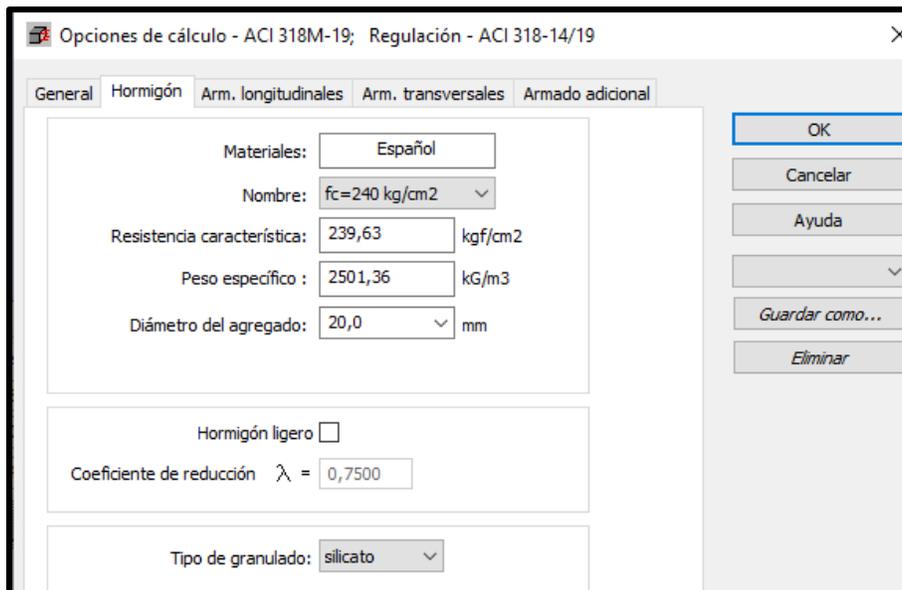


Figura 52. Configuración del hormigón

(ARSAP, 2024)

Continuamos escogiendo la varilla para el acero longitudinal

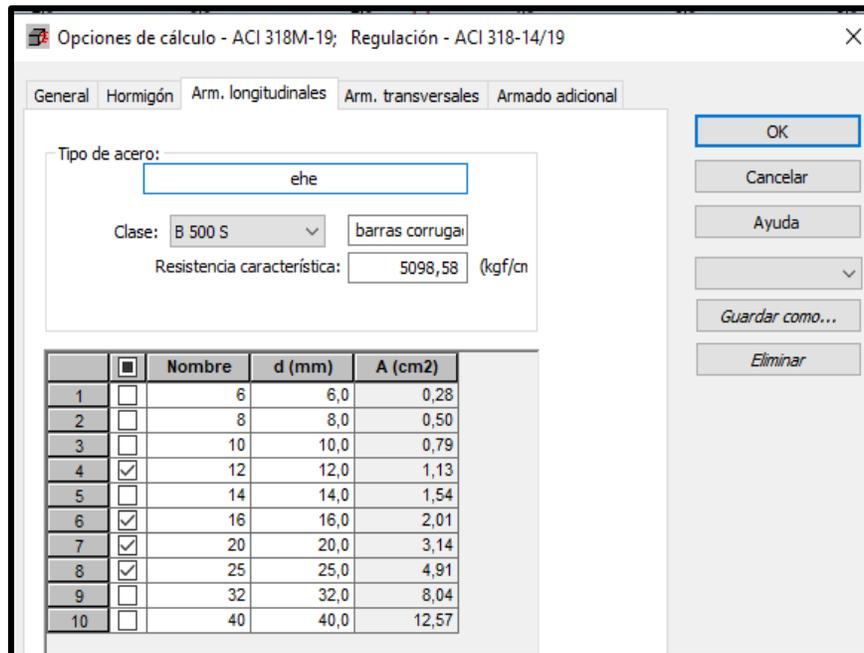


Figura 53. Configuración de acero longitudinal

(ARSAP, 2024)

y de igual manera para el acero transversal

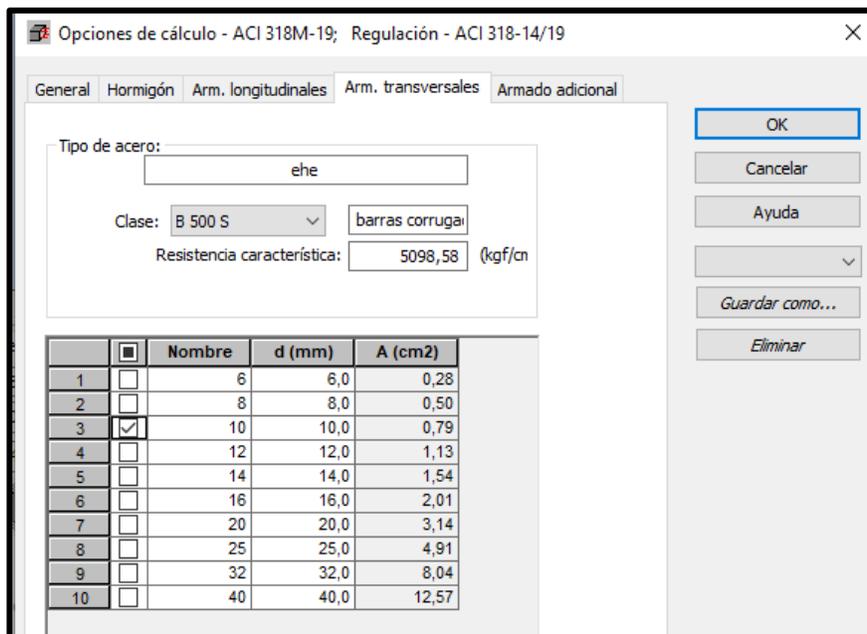


Figura 54. Configuración de acero transversal

(ARSAP, 2024)

En disposición de armaduras especificamos el armado por viga para el acero longitudinal y anclamos

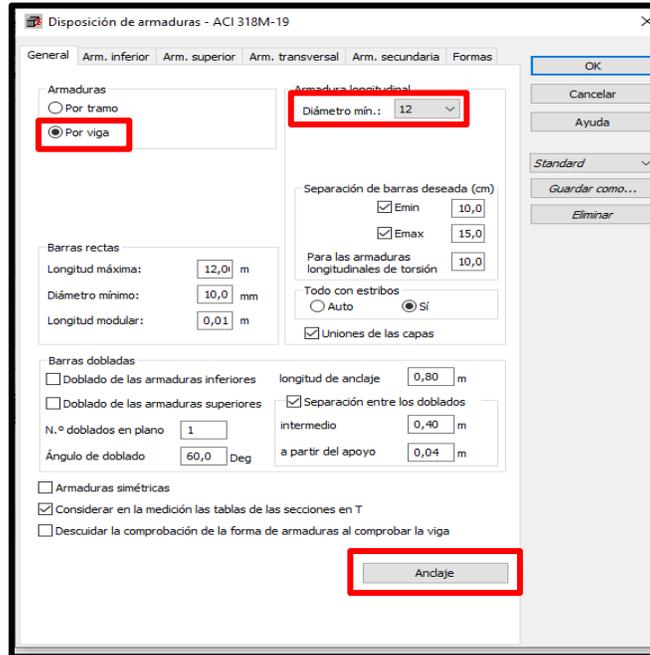


Figura 55. Disposición de armaduras

(ARSAP, 2024)

Determinamos los aspectos para el acero longitudinal

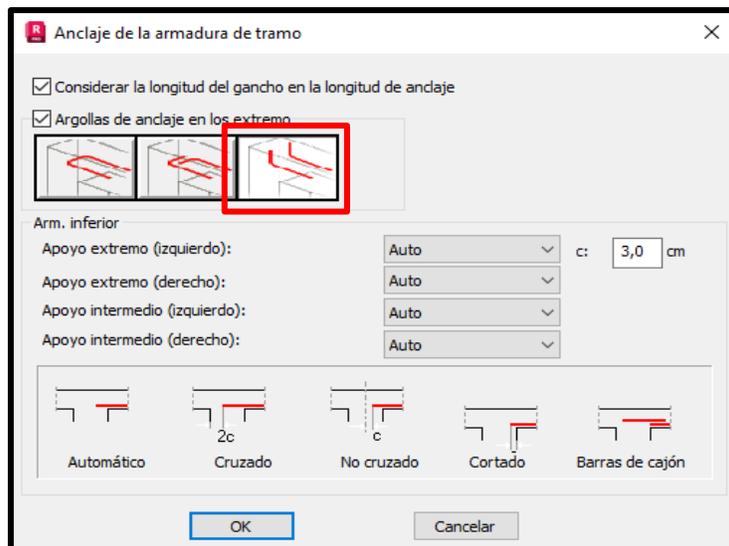


Figura 56. Configuración de anclajes

(ARSAP, 2024)

Establecemos la tabla de parámetros para el acero inferior

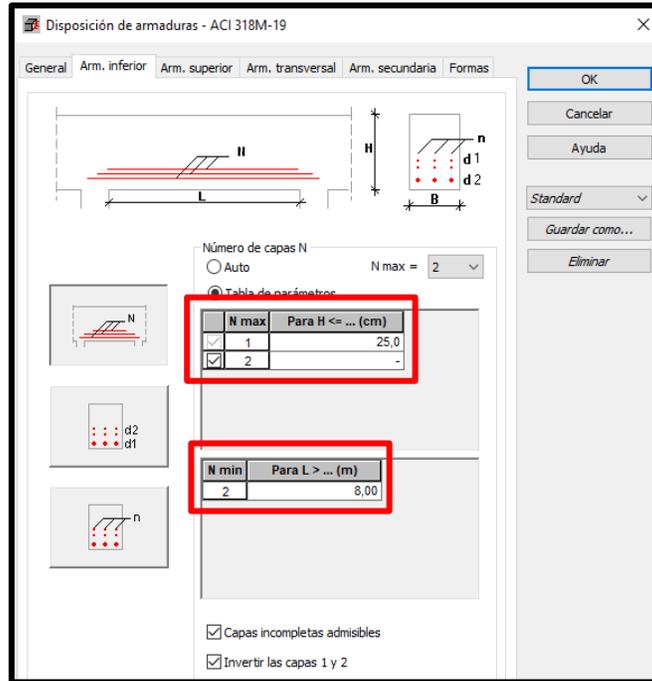


Figura 57. Configuración del acero inferior

(ARSAP, 2024)

Le damos la misma configuración al acero superior activando la casilla

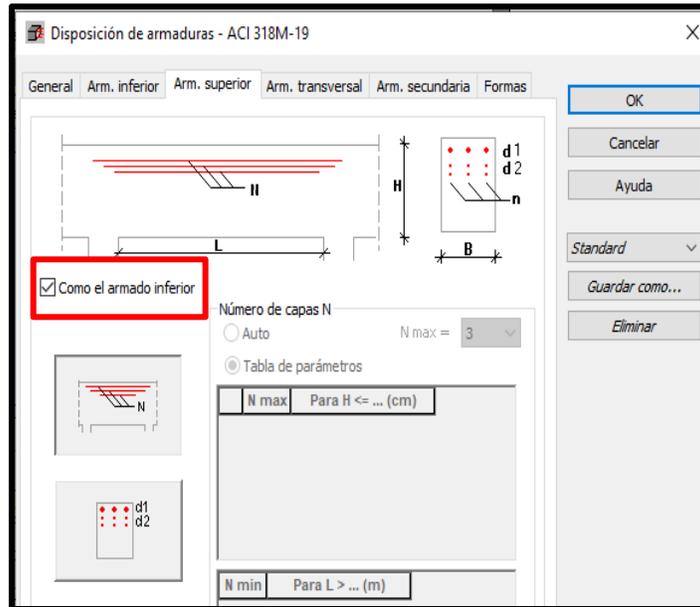


Figura 58. Configuración del acero superior

(ARSAP, 2024)

Volvemos a disposición de armadura a configurar el acero transversal (estribos)

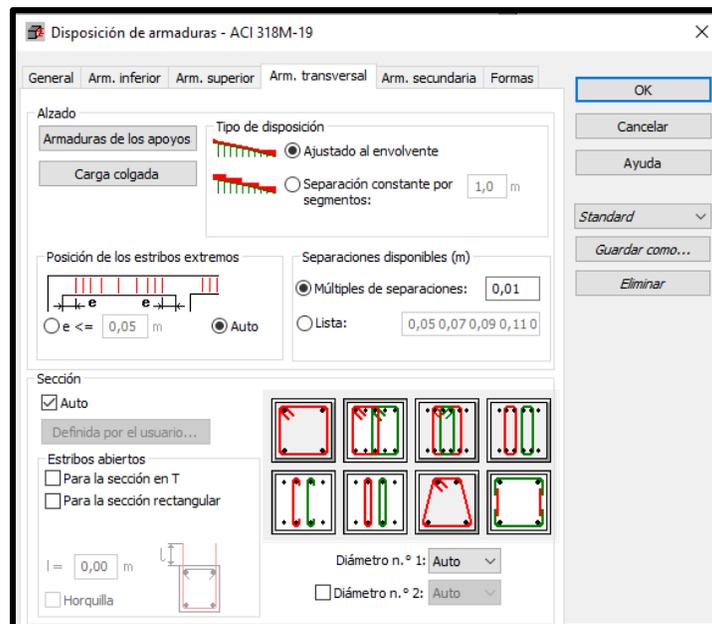


Figura 59. Configuración de amarrado de estribos

(ARSAP, 2024)

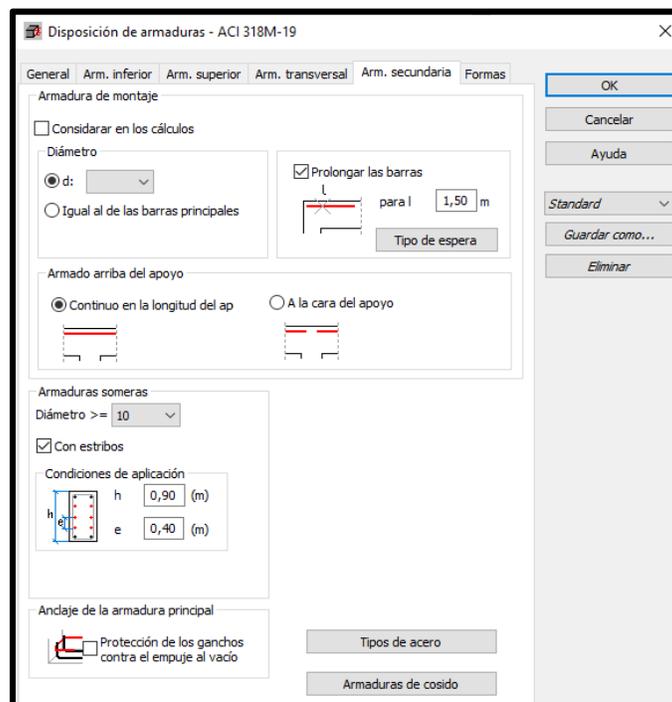


Figura 60

(ARSAP, 2024)

En las siguientes figuras se presentan los diagramas de momentos de diseño

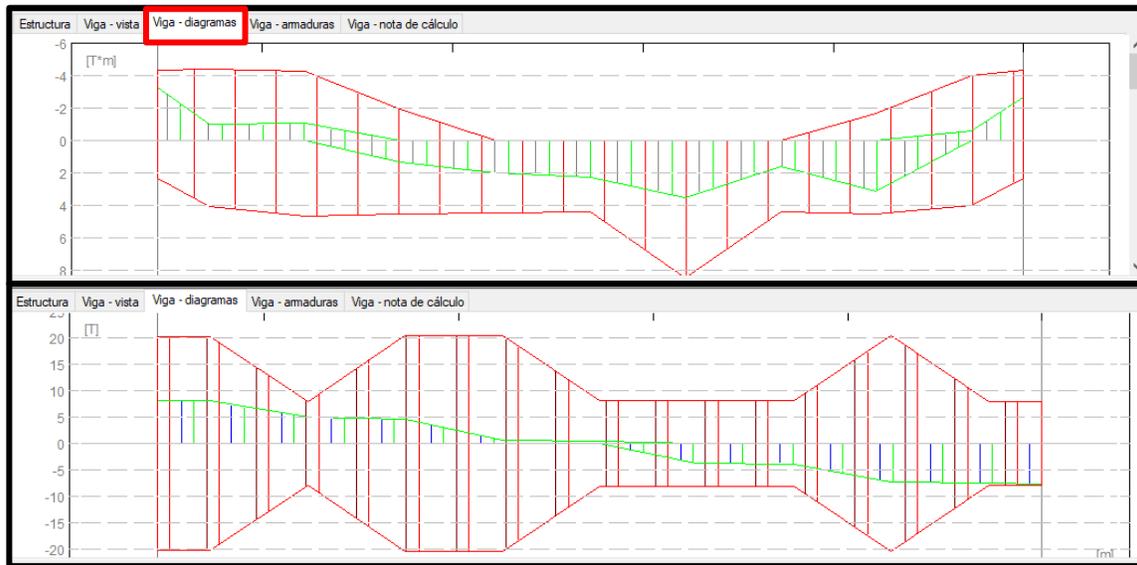


Figura 61. Diagrama de momentos

(ARSAP, 2024)

Representación de la viga con cuantía de acero

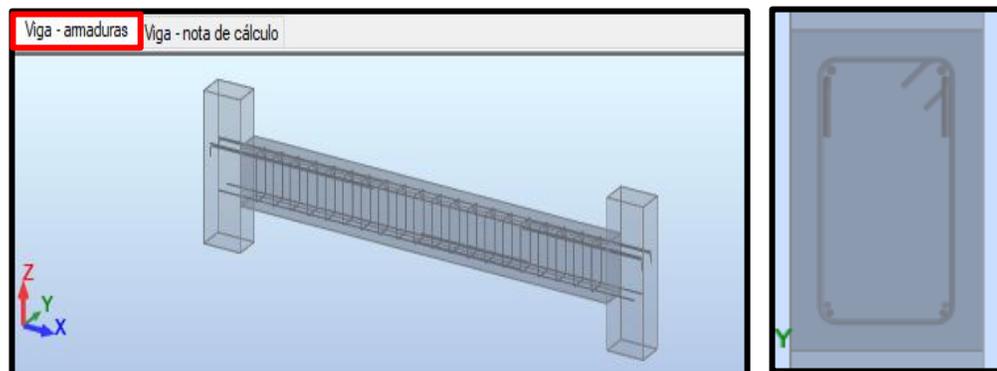


Figura 62. Armado real y armadura teórica

(ARSAP, 2024)

Anexo 2: Columnas

Columnas-Piso 1

Una vez identificadas las columnas más solicitadas continuamos creando las combinaciones manuales quedándonos de este modo

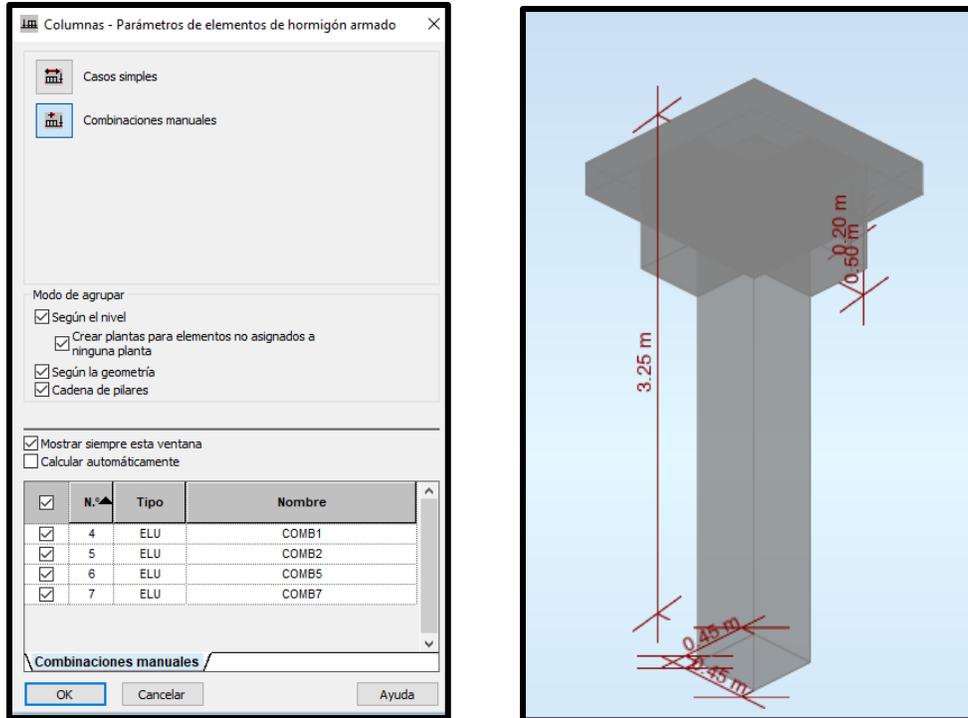


Figura 63. Creación de combinaciones manuales

(ARSAP, 2024)

Modelos de pandeo



Figura 64. Configuración de pandeo en eje "Y" y "Z"

(ARSAP, 2024)

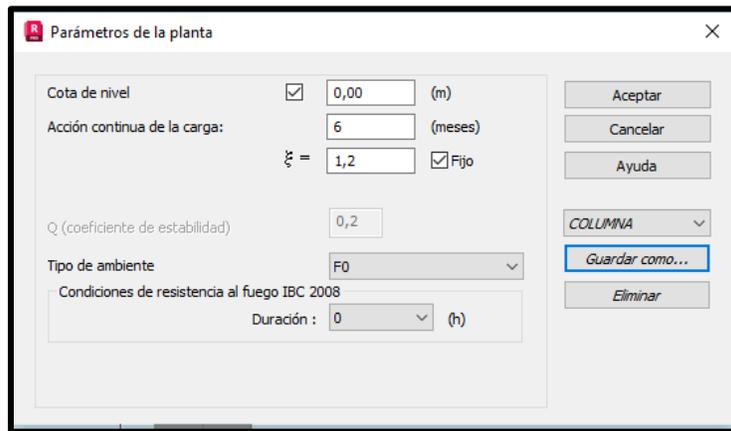


Figura 65. Configuración de parámetros en planta

(ARSAP, 2024)

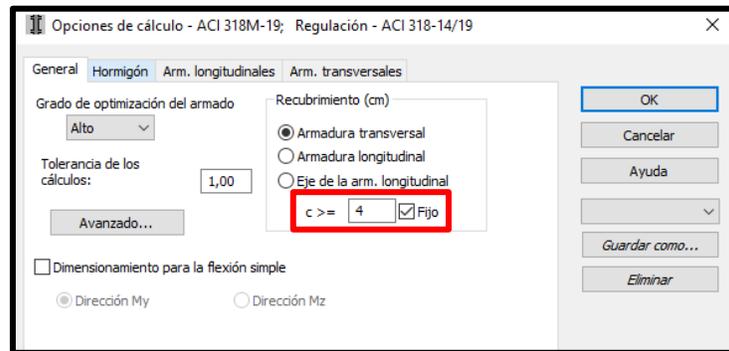


Figura 66. Regulación de opciones de cálculo-General

(ARSAP, 2024)

De la misma manera que las vigas especificamos la resistencia del hormigón a utilizar, en este caso hemos considerado uno de 240Kg/cm²

Figura 67. Regulación de opciones de cálculo-Hormigón

(ARSAP, 2024)

Continuamos escogiendo la varilla para el acero longitudinal

	<input type="checkbox"/>	Nombre	d (mm)	A (cm2)
1	<input type="checkbox"/>		6,0	0,28
2	<input type="checkbox"/>		8,0	0,50
3	<input type="checkbox"/>		10,0	0,79
4	<input checked="" type="checkbox"/>		12,0	1,13
5	<input type="checkbox"/>		14,0	1,54
6	<input type="checkbox"/>		16,0	2,01
7	<input type="checkbox"/>		20,0	3,14
8	<input type="checkbox"/>		25,0	4,91
9	<input type="checkbox"/>		32,0	8,04
10	<input type="checkbox"/>		40,0	12,57

Figura 68. Regulación de opciones de cálculo-Armado longitudinal

(ARSAP, 2024)

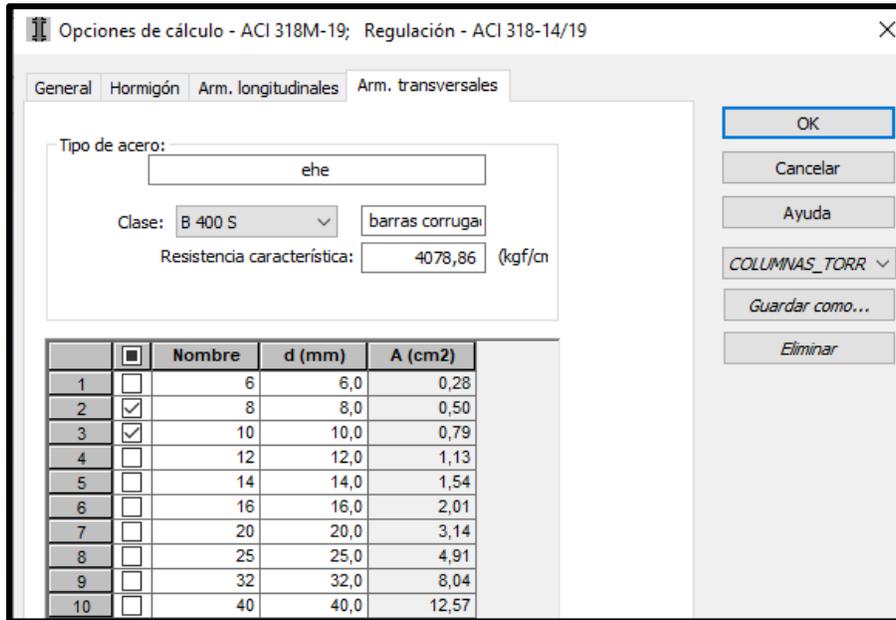


Figura 69. Regulación de opciones de cálculo-Armado transversal

(ARSAP, 2024)

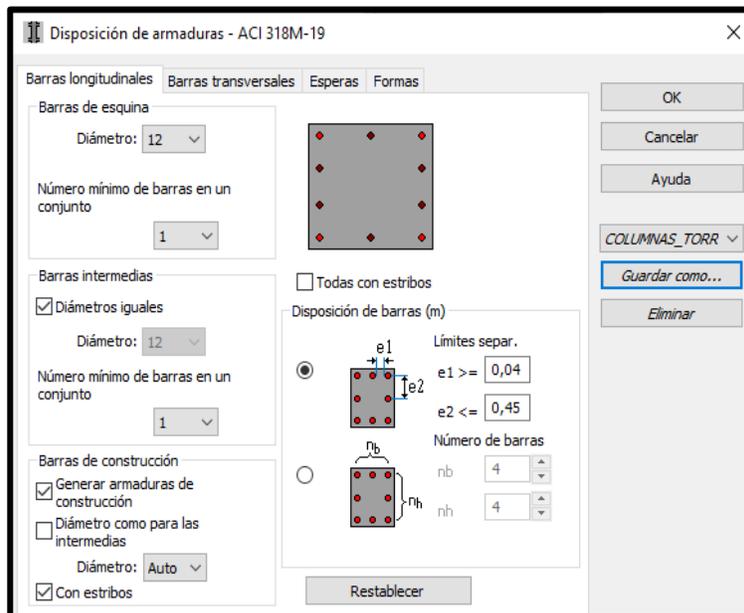


Figura 70. Disposición de armaduras-Barras longitudinales

(ARSAP, 2024)

Configuramos el acero transversal

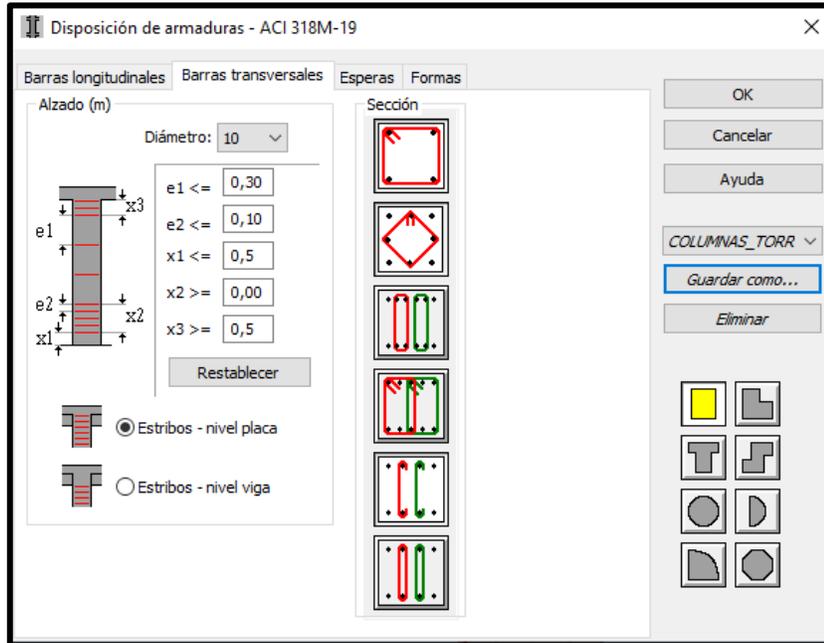


Figura 71. Disposición de armaduras-Barras transversales

(ARSAP, 2024)

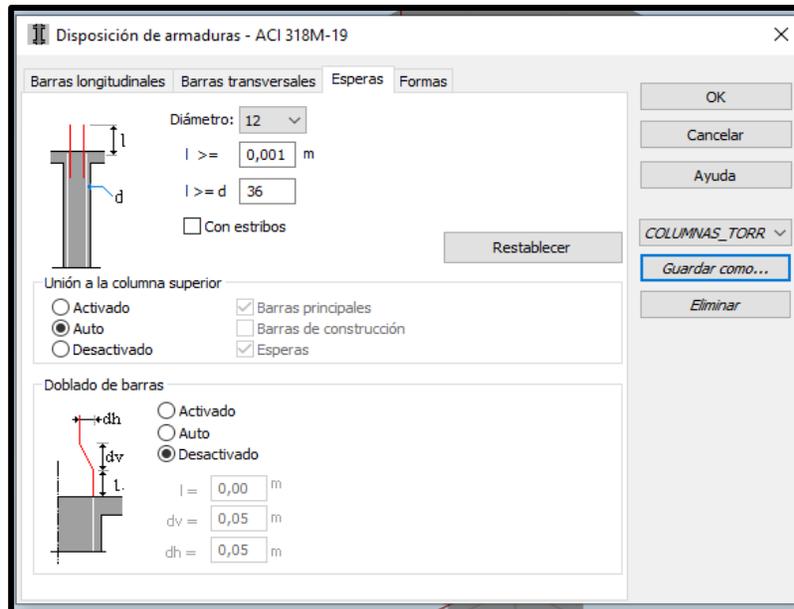


Figura 72. Disposición de armaduras-Esperas

(ARSAP, 2024)

Anexo 3: Losas

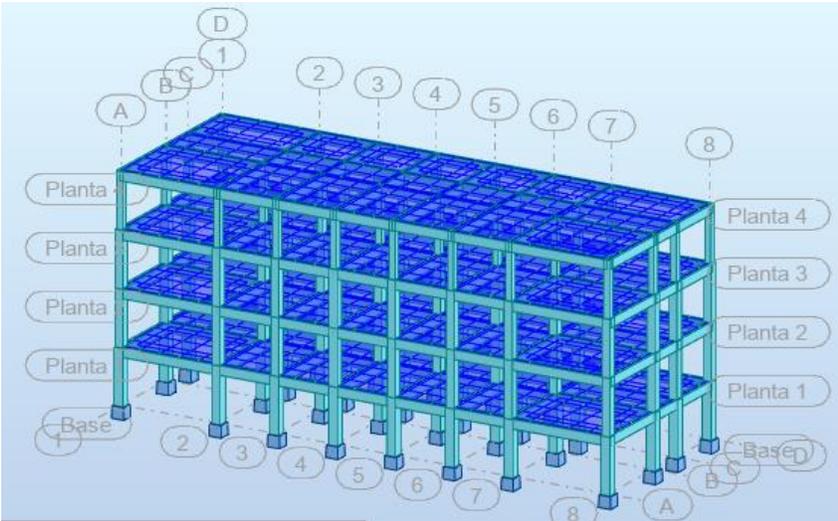


Figura 73. Modelo estructural con losas

(ARSAP, 2024)

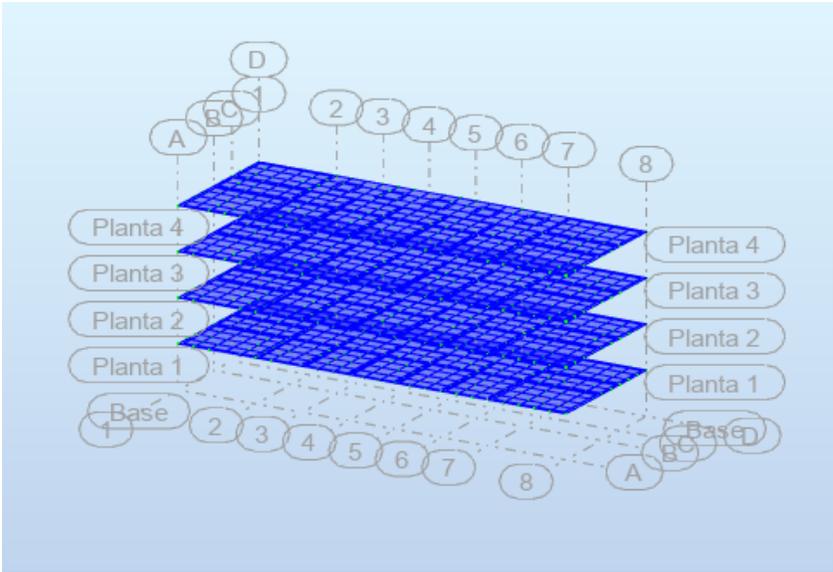


Figura 74. Aislado de lasas

(ARSAP, 2024)

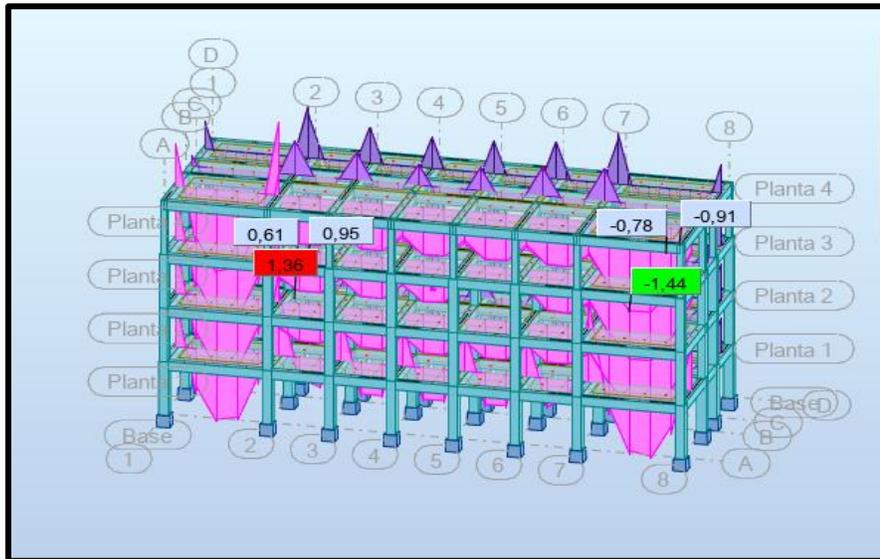


Figura 75. Momentos generados por losas

(ARSAP, 2024)

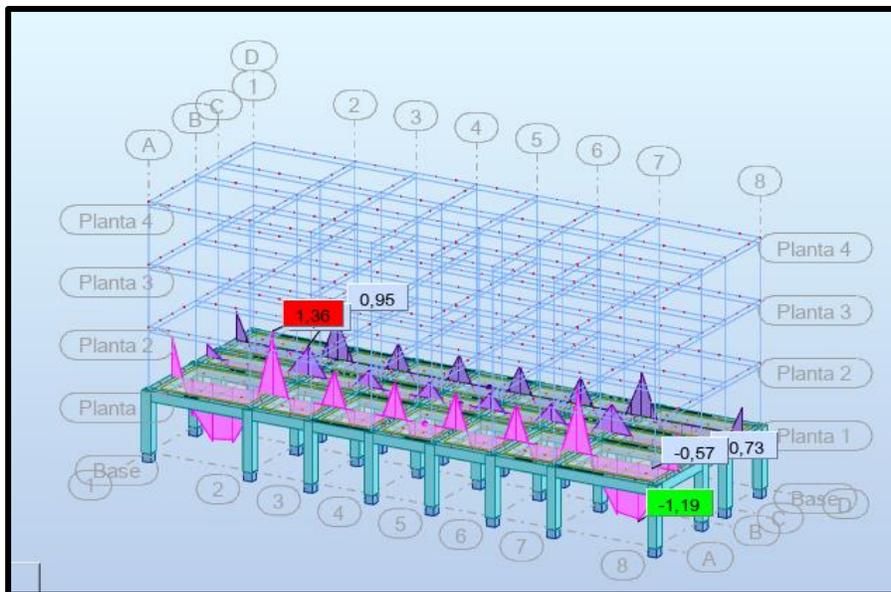


Figura 76. Momentos generados-Losa P1

(ARSAP, 2024)

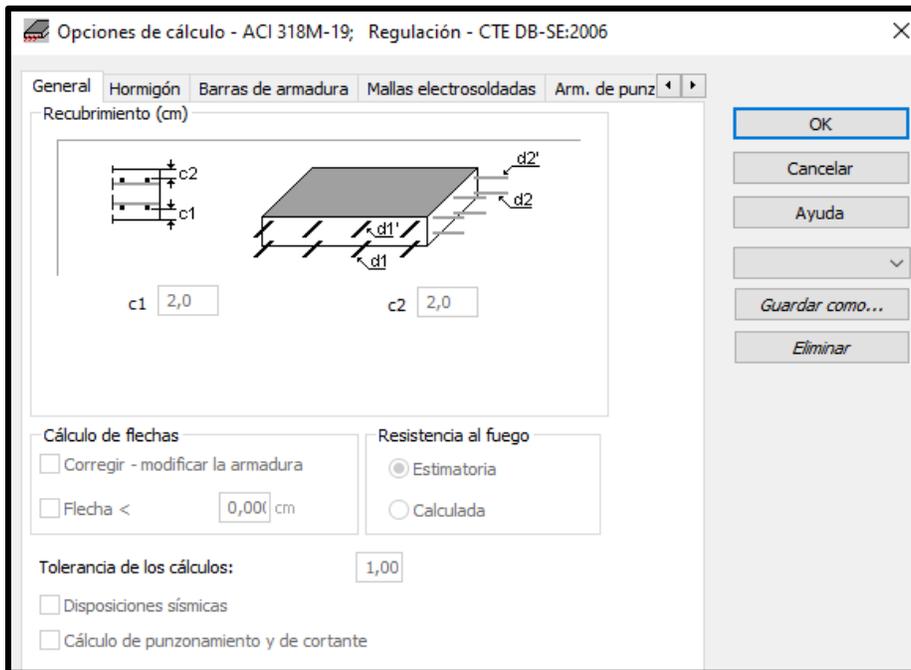


Figura 77. Regulación de opciones de cálculo-General

(ARSAP, 2024)

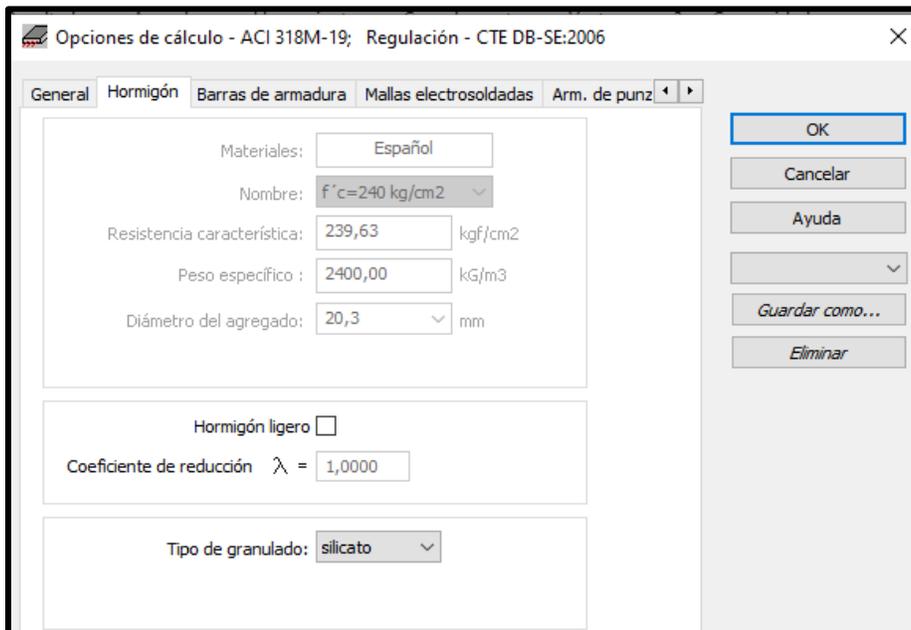


Figura 78. Regulación de opciones de cálculo-Hormigón

(ARSAP, 2024)

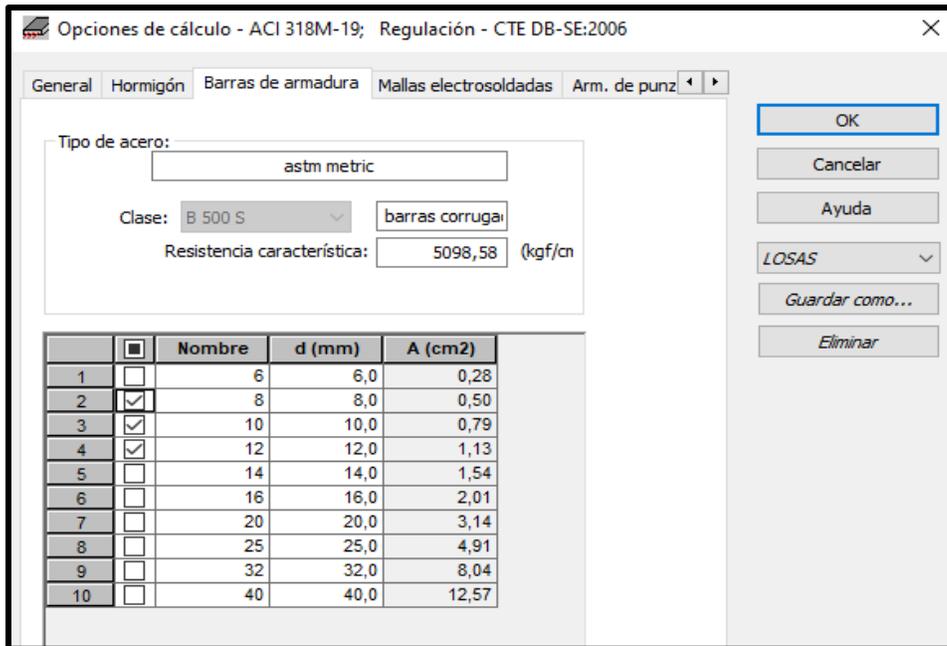


Figura 80. Regulación de opciones de cálculo-Barras de armadura

(ARSAP, 2024)

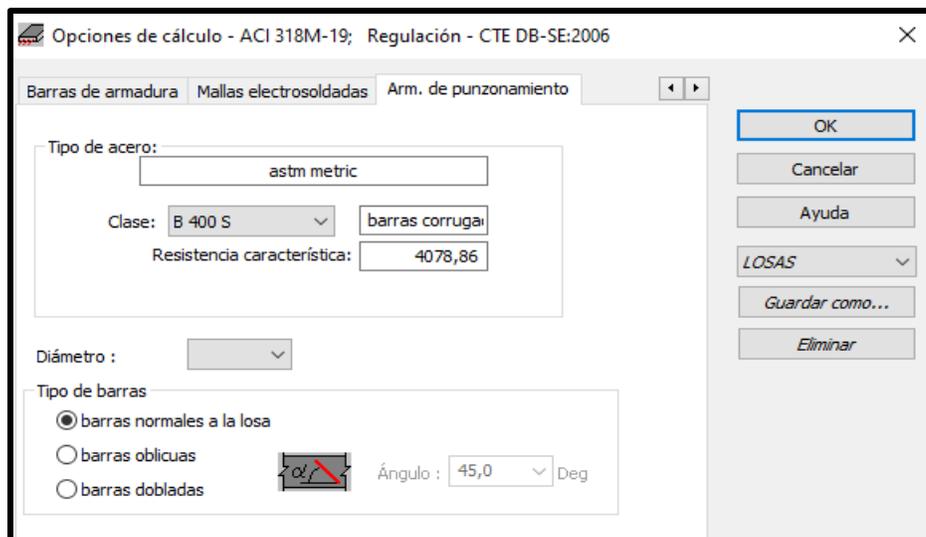


Figura 79. Regulación de opciones de cálculo-Armado de punzonamiento

(ARSAP, 2024)

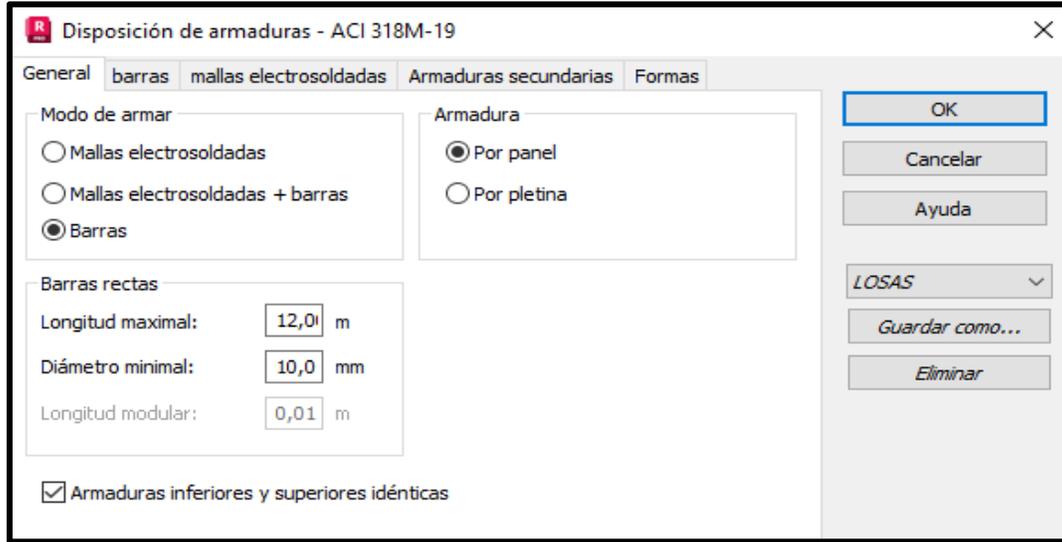


Figura 81. Disposición de armaduras-General

(ARSAP, 2024)

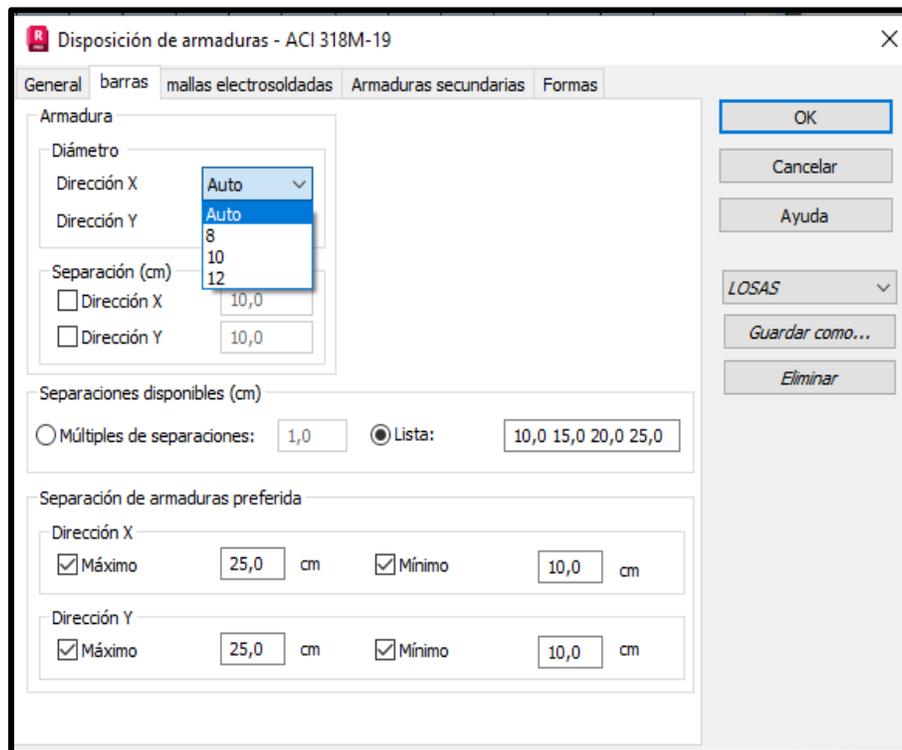


Figura 82. Disposición de armaduras-Barras

(ARSAP, 2024)

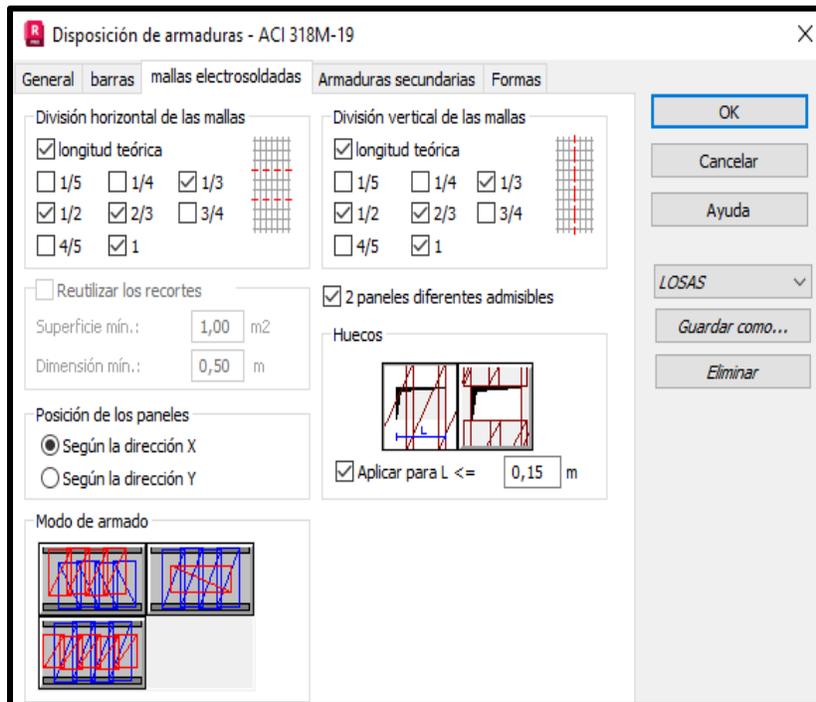


Figura 83. Disposición de armaduras-Mallas electrosoldadas

(ARSAP, 2024)

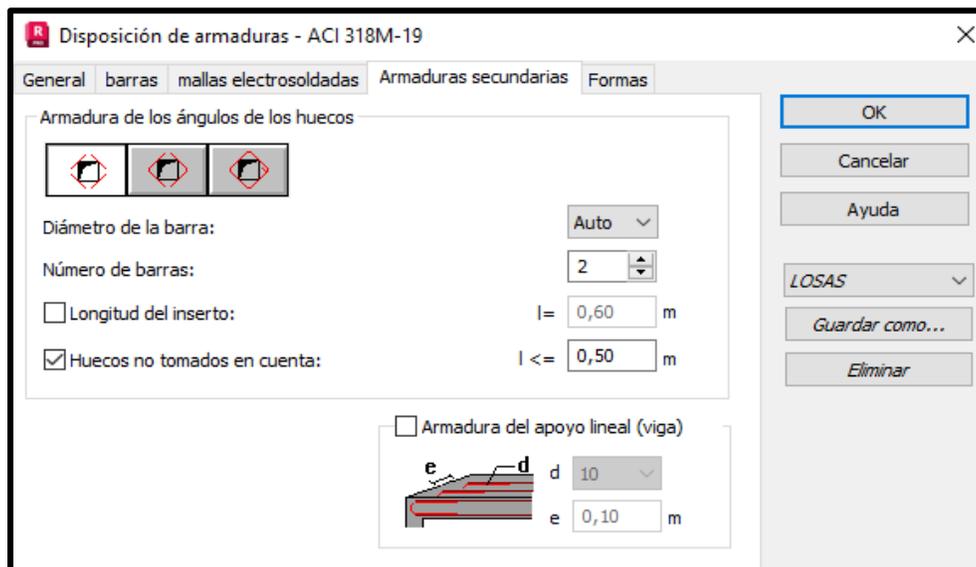


Figura 84. Disposición de armaduras-Armadura secundaria

(ARSAP, 2024)

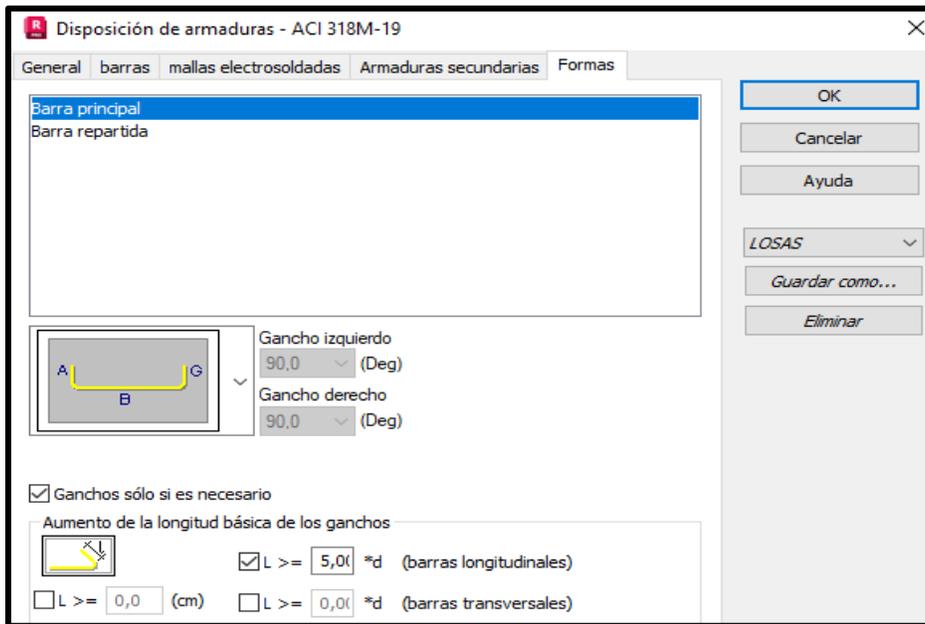


Figura 85. Disposición de armaduras-Formas

(ARSAP, 2024)

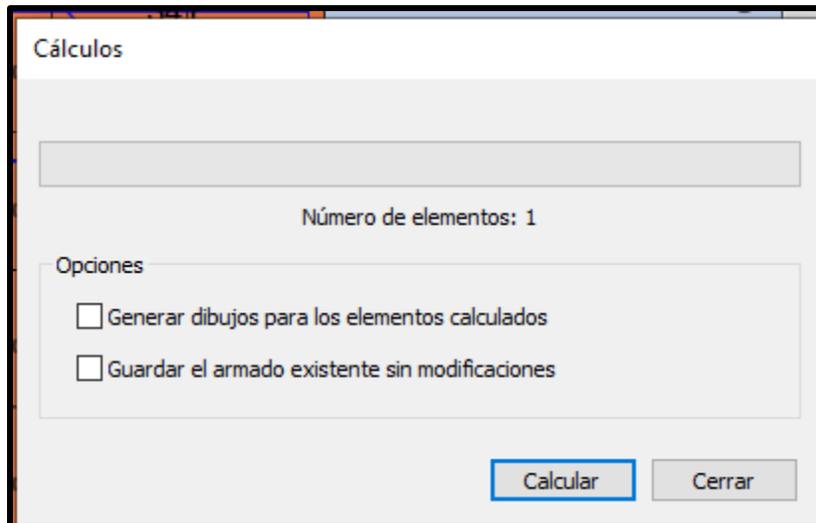


Figura 86. Corrida del programa

(ARSAP, 2024)

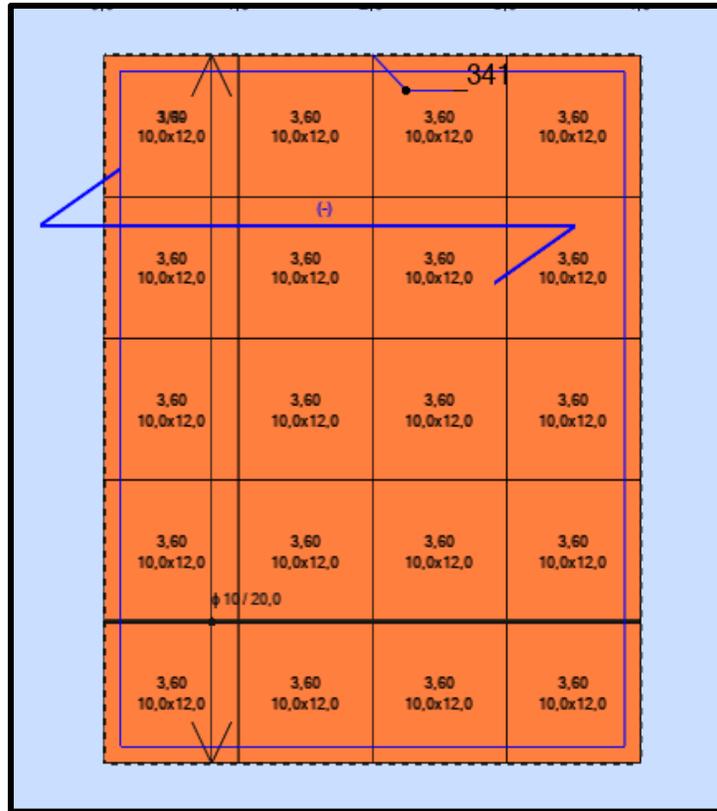


Figura 88. Vista en planta de losa

(ARSAP, 2024)

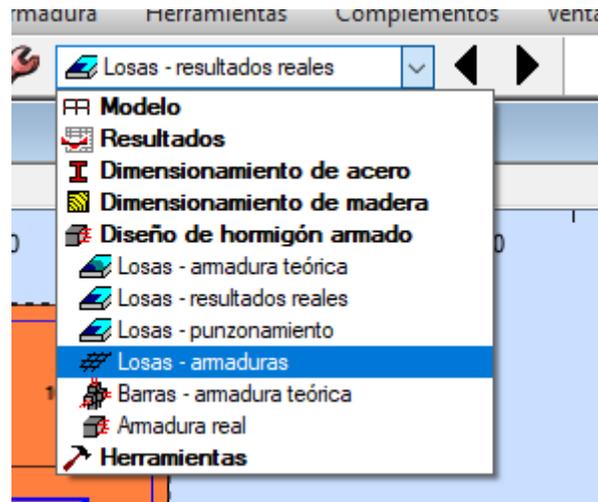


Figura 87. Pestaña para obtener el armado real

(ARSAP, 2024)