



UNIVERSIDAD INTERNACIONAL SEK
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de Titulación Previo a la Obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

“Comparativa entre costos de cimentaciones para marcos resistentes a momento de: elementos estructurales sujetos a flexo compresión en hormigón armado y elementos estructurales sujetos a flexo compresión mixtos conformados de hormigón armado y perfiles laminados en caliente para edificaciones de hasta 4 pisos con luces de hasta 6 metros”

Viteri Suarez Dylan Darwin

Quito, marzo 2024



DECLARACIÓN JURAMENTADA

Yo, VITERI SUAREZ DYLAN DARWIN, con cédula de ciudadanía número 172318728-0, declaro bajo juramento que el trabajo aquí desarrollado es de mi autoría, que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

A través de la presente declaración, cedo mis derechos de propiedad intelectual correspondientes a este trabajo a la UNIVERSIDAD INTERNACIONAL SEK, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su reglamento y por la normativa institucional vigente.

D.M. Quito, marzo 2024

Dylan Darwin Viteri Suarez

C.I. 172318728-0

Correo Electrónico: ddviteri.civ@uisek.edu.ec



DECLARATORIA

El presente Trabajo de Titulación titulado:

“Comparativa entre costos de cimentaciones para marcos resistentes a momento de: elementos estructurales sujetos a flexo compresión en hormigón armado y elementos estructurales sujetos a flexo compresión mixtos conformados de hormigón armado y perfiles laminados en caliente para edificaciones de hasta 4 pisos con luces de hasta 6 metros”

Realizado por:

VITERI SUAREZ DYLAN DARWIN

Como requisito para la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Ha sido dirigido por el profesor

Ing. Luis Alberto Soria Núñez, Msc.

Quien considera que constituye un trabajo original de su autor.

Ing. Luis Alberto Soria Núñez, Msc.

TUTOR



DECLARATORIA DE PROFESORES INFORMANTES

Los profesores informantes:

Ing. Hugo Marcelo Otáñez Gómez, Msg.

Después de revisar el trabajo presentado,
Lo ha calificado como apto para su defensa oral ante el tribunal
examinador

Ing. Hugo Marcelo Otáñez Gómez, Msg.



“Comparativa entre costos de cimentaciones para marcos resistentes a momento de: elementos estructurales sujetos a flexo compresión en hormigón armado y elementos estructurales sujetos a flexo compresión mixtos conformados de hormigón armado y perfiles laminados en caliente para edificaciones de hasta 4 pisos con luces de hasta 6 metros”

Por

Viteri Suárez Dylan Darwin

Marzo, 2024

Aprobado:

Luis A, Soria N, Tutor.

_____, Presidente del Tribunal.

_____, Miembro del Tribunal.

Aceptado y Firmado: _____, Marzo ,2024.

Luis A. Soria N. Tutor.

Aceptado y Firmado: _____, Marzo ,2024.

----- . Miembro del Tribunal.

_____, Marzo ,2024.

Presidente(a) del Tribunal

Universidad Internacional SEK

AGRADECIMIENTO

Agradezco a DIOS por darme fortaleza mental, física y espiritual para completar este proyecto y brindarme salud y bienestar durante todo este camino.

También quiero expresar mi más sincero agradecimiento a todas las personas que contribuyeron de alguna manera en el desarrollo y culminación de esta tesis. En primer lugar, a mi familia por su respaldo de manera incondicional en mis metas personales y académicas. Además, su apoyo material y financiero ha sido fundamental para que pueda enfocarme en mis estudios.

Quiero agradecer a los numerosos educadores que han formado parte de mi trayecto universitario. A todos ellos, les agradezco por impartirme los conocimientos esenciales que me permiten encontrarme hoy en este punto. En especial a los Ingenieros Luis Soria y Hugo Otañez por su orientación, paciencia y apoyo incondicional, ya que sin ellos no existirían las bases ni los conocimientos que tengo.

DEDICATORIA

Dedico esta tesis:

A mis padres Darwin Viteri y Patricia Suárez quienes han sido mi fuente de apoyo durante toda mi vida. Su inquebrantable fe en mí han sido la fuerza detrás de cada logro alcanzado. Gracias por siempre creer en mí y darme la oportunidad de estudiar.

A mi hermana por su apoyo constante y mantenerse a mi lado en todo momento y aplaudir mis logros.

Este logro no habría sido posible sin su presencia y apoyo inquebrantable. Su confianza y dedicación en mí son mi mayor motivación para seguir adelante en mi camino profesional.

“El mayor placer en la vida es hacer lo que la gente dice que no puedes hacer”

-Walter Bagehot-

RESUMEN

Esta investigación se centra en la realización de una comparativa de los costos asociados a cimentaciones utilizando el programa SAFE, específicamente para marcos resistentes a momento. La investigación se divide en dos enfoques estructurales particulares: elementos de hormigón armado sujetos a flexo compresión y elementos estructurales mixtos conformados por hormigón armado y perfiles laminados en caliente. La delimitación del estudio se circunscribe a edificaciones de hasta 4 pisos con luces de hasta 6 metros.

Se realizarán cuatro arquetipos de cimentaciones para cada marco resistente a momento, previa a una investigación exhaustiva de recopilación de información se verificará su seguridad estructural cumpliendo con la normativa ecuatoriana de construcción NEC y realizaremos una comparación detallada de los costos de cada una de ellas en condiciones específicas. Esta investigación busca llenar esta brecha de conocimiento y proporcionar una evaluación detallada de los costos estructurales de cada opción.

Se explorarán las cargas que actúan sobre las columnas y cómo estas influyen las demandas de las cimentaciones. Además, se investigará la interacción entre las columnas y las zapatas, especialmente en el contexto de marcos resistentes a momentos.

Para analizar las características y propiedades mecánicas de cada tipo de cimentación aislada, se llevará a cabo el diseño mediante cálculos manuales en hojas electrónicas y con el software SAFE. Además, un análisis comparativo mediante precios unitarios y presupuestos de los costos de construcción globales para cada opción.

Palabras clave: cimentaciones, marcos resistentes a momento, costos estructurales, elementos estructurales mixtos, perfiles laminados en caliente, edificaciones de hasta 4 pisos, luces de hasta 6 metros.

ABSTRACT

This research focuses on conducting a comparative analysis of costs associated with foundations using the SAFE program, specifically for moment-resistant frames. The study is divided into two specific structural approaches: reinforced concrete elements subjected to flexural compression and mixed structural elements composed of reinforced concrete and hot-rolled profiles. The scope of the study is limited to buildings of up to 4 floors with spans of up to 6 meters.

Four prototypes of foundations will be developed for each moment-resistant frame. Prior to an exhaustive data collection investigation, their structural safety will be verified, complying with Ecuadorian construction regulations (NEC). A detailed cost comparison will be conducted for each foundation type under specific conditions. This research aims to bridge the knowledge gap and provide a comprehensive evaluation of the structural costs associated with each option.

The study will explore the loads acting on the columns and how they influence the demands on the footings. Additionally, the interaction between columns and footings will be investigated, especially in the context of moment-resistant frames

To analyze the mechanical characteristics and properties of each type of foundation, design will be carried out through manual calculations on spreadsheets and using the SAFE software. Furthermore, a comparative analysis will be conducted through unit prices and budgets of overall construction costs for each option.

Keywords: foundations, moment-resistant frames, structural costs, mixed structural elements, hot-rolled profiles, buildings up to 4 floors, spans up to 6 meters.

ÍNDICE

I. GENERALIDADES	1
<i>1.1 Problema de Investigación</i>	<i>1</i>
1.1.1 Descripción del problema.....	1
1.1.2 Formulación del problema	1
1.1.3 Preguntas Accesorias.....	1
<i>1.2 Antecedentes.....</i>	<i>2</i>
<i>1.3 Hipótesis.....</i>	<i>2</i>
1.3.1 Hipótesis General	2
1.3.2 Hipótesis Específicas	3
<i>1.4 Objetivos.....</i>	<i>3</i>
1.4.1 Objetivo General	3
1.4.2 Objetivos Específicos.....	4
<i>1.5 Metodología.....</i>	<i>4</i>
1.5.1 Área de trabajo	4
1.5.2 Materiales y métodos	4
<i>1.6 Alcance.....</i>	<i>6</i>
<i>1.7 Limitaciones</i>	<i>7</i>
<i>1.8 Resultados esperados</i>	<i>7</i>
II. MARCO TEÓRICO.....	8
2.1 <i>Materiales de construcción</i>	<i>8</i>
2.1.1 Materias primas naturales.....	8
2.1.2 Materias primas artificiales	8
2.2 <i>Hormigón.....</i>	<i>8</i>
2.2.1 Propiedades físicas del hormigón.....	9
2.2.1.1 Trabajabilidad.....	9
2.2.1.2 Durabilidad.....	9
2.2.1.3 Permeabilidad.....	9
2.2.1.4 Resistencia.....	9
2.3 <i>Hormigón armado</i>	<i>9</i>

2.3.1	Propiedades mecánicas del hormigón	10
2.3.1.1	Resistencia a la Compresión “f’c”	10
2.3.1.2	Módulo de elasticidad “E”	10
2.3.1.3	Ductilidad	11
2.3.1.4	Resistencia a la tracción	11
2.3.1.5	Resistencia al corte “Vc”	12
2.4	<i>Acero estructural</i>	12
2.4.1	Características del acero	12
2.4.2	Grados del acero	13
2.4.3	Sistemas ASD y LRFD	14
2.5	<i>Perfiles laminados en caliente</i>	14
2.5.1	Tipos de perfiles	15
2.5.1.1	Perfil tipo I	15
2.5.1.2	Perfiles tipo HSS	15
2.6	<i>Elementos estructurales mixtos</i>	16
2.6.1	Ventajas del uso de elementos estructurales mixtos	18
2.6.2	Desventajas del uso de elementos estructurales mixtos	19
2.7	<i>Pórticos</i>	20
2.7.1	Pórticos resistentes a momento	21
2.7.1.1	Criterio Columna fuerte Viga débil	22
2.8	<i>Normativa Aplicada</i>	22
2.8.1	Cargas no sísmicas (NEC-SE-CG)	22
2.8.2	Cargas sísmica y diseño sismo resistente (NEC-SE-DS)	23
2.8.3	Estructuras de hormigón armado (NEC-SE-HM)	23
2.8.4	Estructuras de acero (NEC-SE-AC)	23
2.8.5	Especificación para construcciones de acero (AISC 360-16)	23
2.8.6	American Concrete Institute (ACI 318-19)	24
2.9	<i>Costos en la construcción de estructuras</i>	24
2.9.1	Análisis de precios unitarios (APU)	25
2.9.2	Presupuesto	26
2.10	<i>Metodología de diseño</i>	27
2.10.1	Método basado en fuerzas (DBF)	27
2.10.2	Cargas y combinaciones de carga para análisis y diseño	27
2.10.2.1	Carga Permanente (D)	27
2.10.2.2	Carga Viva (L)	28

2.10.2.3	Carga Viento (W).....	28
2.10.2.3.1	Velocidad instantánea máxima del viento.....	28
2.10.2.3.2	Velocidad corregida del viento.....	29
2.10.2.3.3	Presión del viento.....	30
2.10.2.4	Carga Granizo (S).....	31
2.11	<i>Recomendaciones de diseño de elementos estructurales</i>	33
2.11.1	Columnas SRC.....	33
2.11.1.1	Diseño por compresión.....	33
2.11.1.2	Diseño por tracción.....	34
2.11.1.3	Diseño por corte.....	35
2.11.1.4	Restricciones geométricas:	36
2.11.1.5	Agrietamiento en secciones compuestas	38
2.11.2	Diseño de vigas	38
2.11.3	Altura de losa de aliviamiento.....	38
2.12	<i>Parámetros de análisis estático y dinámico</i>	38
2.12.1	Caracterización del suelo	38
2.12.2	Obtención zonificación sísmica y factor de zona Z	40
2.12.3	Coefficientes de perfil de suelo F_a , F_d , F_s	41
2.12.4	Selección de valores η y r	42
2.12.5	Coefficiente de importancia I.....	43
2.12.6	Factor de reducción de resistencia sísmica R.....	43
2.12.7	Coefficientes ϕ_P y ϕ_E (Planta y Elevación).....	44
2.12.8	Periodos límites de vibración T_o y T_c	46
2.12.9	Carga sísmica reactiva (W)	47
2.12.10	Secciones agrietadas.....	47
2.12.11	Periodo de vibración (T).....	48
2.12.12	Espectro de diseño por aceleraciones $S_a(T)$	48
2.13	<i>Análisis estático</i>	49
2.13.1	Determinación del cortante basal	49
2.13.2	Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales.....	50
2.13.3	Distribución horizontal del cortante basal.....	50
2.13.4	Momentos torsionales horizontales y torsión accidental.....	51
2.14	<i>Análisis dinámico</i>	51
2.14.1	Efectos de segundo orden e índice de estabilidad	51
2.14.2	Control de derivas de piso permitidas	52

2.14.3 Corrección del cortante	53
2.15 <i>Cimentaciones</i>	54
2.15.1 Fundamentos de Cimentaciones.....	54
2.15.2 Tipos de Cimentaciones Superficiales	54
2.15.2.1 Zapatas.....	54
2.15.2.2 Losas.....	56
2.15.3 Tipos de Cimentaciones Profundas:	56
2.15.3.1 Pilotes	56
2.15.3.2 Pilas	56
2.16 <i>Diseño zapata aislada</i>	57
2.16.1 Cargas de servicio y cargas últimas	57
2.16.2 Área de fundación	58
2.16.3 Dimensiones zapata.....	58
2.16.4 Excentricidad.....	58
2.16.5 Revisión de esfuerzos y esfuerzo último.....	59
2.16.6 Cortante 1 y 2.....	59
2.16.7 Esfuerzo real de corte 1 y 2.....	59
2.16.8 Esfuerzo admisible a corte	60
2.16.9 Perímetro de punzonamiento.....	61
2.16.10 Esfuerzo real de punzonamiento.....	62
2.16.11 Esfuerzo admisible de punzonamiento	62
2.16.12 Momento o flexión	62
2.16.13 Cuantía.....	63
2.16.14 Cuantía mínima	63
2.16.15 Área de acero.....	63
III. MODELACIÓN.....	64
3.1 <i>Datos generales del proyecto</i>	64
3.2 <i>Estructuración del arquetipo 1</i>	65
3.2.1 Materiales.....	66
3.2.2 Carga permanente.....	67
3.2.3 Carga viva	68
3.2.4 Combinaciones de carga.....	68
3.2.5 Parámetros de predimensionamiento de elementos estructurales (arquetipo 1 y 3)	

3.2.6	Parámetros de predimensionamiento de elementos estructurales (arquetipo 2 y 4)	70
3.2.7	Cargas de diseño.....	71
3.2.8	Cortante basal y espectro de diseño	73
3.2.9	Criterios de verificación.....	76
3.2.9.1	Estructuración del arquetipo.....	76
3.2.9.2	Lista de materiales.....	76
3.2.9.3	Verificación y corrección del cortante.....	76
3.2.9.4	Derivas elásticas.....	76
3.2.9.5	Derivas inelásticas.....	77
3.2.9.6	Máximos desplazamientos.....	77
3.2.9.7	Pesos.....	77
3.2.9.8	Periodo.....	77
3.2.9.9	Centro de masa y rigidez.....	78
3.2.9.10	Verificación de armado en vigas.....	78
3.2.9.11	Verificación de armado en columnas.....	78
3.2.9.12	Diagramas de interacción	79
3.2.9.13	Verificación por corte	84
3.2.9.14	Diseño de nudos.....	86
3.2.10	Diseño de arquetipos con software ETABS	87
3.2.10.1	Estructuración del arquetipo 1	87
3.2.10.1.1	Lista de materiales	91
3.2.10.1.2	Verificación y corrección del cortante	91
3.2.10.1.3	Derivas elásticas	92
3.2.10.1.4	Derivas inelásticas	94
3.2.10.1.5	Máximos desplazamientos.....	94
3.2.10.1.6	Pesos	95
3.2.10.1.7	Periodo.....	95
3.2.10.1.8	Centro de masa y rigidez.....	95
3.2.10.1.9	Verificación de armado en vigas.....	96
3.2.10.1.10	Verificación de armado en columnas	98
3.2.10.1.11	Diagrama de interacción	99
3.2.10.1.12	Verificación por corte en vigas y columnas	107
3.2.10.1.13	Diseño de nudos.....	112
3.2.10.2	Estructuración del arquetipo 2.....	122
3.2.10.2.1	Lista de materiales	125
3.2.10.2.2	Verificación y corrección del cortante	126

3.2.10.2.3	Derivas elásticas	127
3.2.10.2.4	Derivas inelásticas	128
3.2.10.2.5	Máximos desplazamientos	129
3.2.10.2.6	Pesos	129
3.2.10.2.7	Periodo	129
3.2.10.2.8	Centro de masa y rigidez.....	129
3.2.10.2.9	Verificación de armado en vigas.....	130
3.2.10.2.10	Verificación de armado en columnas	131
3.2.10.2.11	Diagrama de interacción	133
3.2.10.2.12	Verificación por corte en vigas y columnas	136
3.2.10.2.13	Diseño de nudos	139
3.2.10.3	Estructuración del arquetipo 3	141
3.2.10.3.1	Lista de materiales	144
3.2.10.3.2	Verificación y corrección del cortante	144
3.2.10.3.3	Derivas elásticas	145
3.2.10.3.4	Derivas inelásticas	147
3.2.10.3.5	Máximos desplazamientos	147
3.2.10.3.6	Pesos	148
3.2.10.3.7	Periodo	148
3.2.10.3.8	Centro de masa y rigidez.....	148
3.2.10.3.9	Verificación de armado en vigas.....	149
3.2.10.3.10	Verificación de armado en columnas	150
3.2.10.3.11	Diagrama de interacción	151
3.2.10.3.12	Verificación por corte en vigas y columnas	155
3.2.10.3.13	Diseño de nudos	157
3.2.10.4	Estructuración del arquetipo 4	158
3.2.10.4.1	Lista de materiales	161
3.2.10.4.2	Verificación y corrección del cortante	162
3.2.10.4.3	Derivas elásticas	163
3.2.10.4.4	Derivas inelásticas	164
3.2.10.4.5	Máximos desplazamientos	165
3.2.10.4.6	Pesos	165
3.2.10.4.7	Periodo	165
3.2.10.4.8	Centro de masa y rigidez.....	166
3.2.10.4.9	Verificación de armado en vigas.....	166
3.2.10.4.10	Verificación de armado en columnas	168
3.2.10.4.11	Diagrama de interacción	168

3.2.10.4.12 Verificación por corte en vigas y columnas	173
3.2.10.4.13 Diseño de nudos	175
3.2.11 Diseño de cimentación con software SAFE	175
3.2.11.1 Tipo de suelo.....	175
3.2.11.2 Capacidad portante del suelo	177
3.2.11.3 Predimensionamiento de zapatas	178
3.2.11.3.1 Arquetipo 1	178
3.2.11.3.2 Arquetipo 2	197
3.2.11.3.3 Arquetipo 3	201
3.2.11.3.4 Arquetipo 4	206
3.2.11.4 Estructuración zapatas	210
3.2.11.4.1 Arquetipo 1	210
3.2.11.4.2 Arquetipo 2	217
3.2.11.4.3 Arquetipo 3	226
3.2.11.4.4 Arquetipo 4	233
IV. ANÁLISIS DE RESULTADOS	240
V. CONCLUSIONES.....	242
VI. RECOMENDACIONES.....	243
VII. BIBLIOGRAFÍA.....	245
VIII. ANEXOS	247

TABLA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Componentes del hormigón.....	8
Ilustración 2. Hormigón armado.....	9
Ilustración 3. Testigos de hormigón.....	10
Ilustración 4. Módulo de elasticidad del hormigón	10
Ilustración 5. Ductilidad	11
Ilustración 6. Prueba directa de tracción	11
Ilustración 7. Prueba de corte directo del hormigón.....	12
Ilustración 8. Perfil tipo IPE	15
Ilustración 9. Perfiles HSS (cuadrado, rectangular, circular)	16
Ilustración 10. Columna SRC	17
Ilustración 11. Columna CFT	17
Ilustración 12. Columna RCFT	17
Ilustración 13. Zonas permitidas para deformaciones inelásticas en pórticos.....	21
Ilustración 14. Criterio columna fuerte - viga débil	22
Ilustración 15. Criterios de selección de cargas vivas	28
Ilustración 16. Velocidad corregida del viento y coeficientes de corrección σ	29
Ilustración 17. Factor de forma C_f	30
Ilustración 18. Determinación simplificada del factor de forma C_e	31
Ilustración 19. Combinaciones para el diseño por última resistencia.....	32
Ilustración 20. Parámetros de verificación de sección compuesta.....	37
Ilustración 21. Tipos de perfiles de suelo	39
Ilustración 22. Ecuador, zonas sísmicas	40
Ilustración 23. Factor Z en función de la zona sísmica	40
Ilustración 24. Factores de sitio F_a	41
Ilustración 25. Factores de sitio F_d	41
Ilustración 26. Comportamiento no lineal del suelo.....	42
Ilustración 27. Tipo de uso, destino e importancia	43
Ilustración 28. Factor de reducción R, sistemas dúctiles y de ductilidad limitada	43
Ilustración 29. Sistemas estructurales regulares recomendados DBF	44
Ilustración 30. Sistemas estructurales irregulares.....	45
Ilustración 31. Coeficientes de irregularidad en planta	45
Ilustración 32. Coeficientes de irregularidad en elevación.....	46
Ilustración 33. Fórmula y parámetros de cálculo del periodo de vibración T	48
Ilustración 34. Determinación del espectro de respuesta.....	48
Ilustración 35. Valores determinación factor K	50
Ilustración 36. Fórmula derivas de piso y límites máximos permitidos	53
Ilustración 37. Ejemplo de cálculo para corrección del cortante.....	53
Ilustración 38 Tipos de cimentación aislada.....	55
Ilustración 39 Cimentación corrida y combinada.....	55
Ilustración 40 Tipos de losas de cimentación	56
Ilustración 41 Tipos de cimentación profunda.....	57
Ilustración 42. Esquema zapata vista frontal	60
Ilustración 43. Esquema zapata vista lateral.....	61
Ilustración 44. Esquema zapata vista en planta	62
Ilustración 45. Parámetros de grid.....	65
Ilustración 46. Formulación en planta del proyecto ejes X y Y.....	65
Ilustración 47. Formulación en elevación del proyecto.....	66
Ilustración 48. Propiedades del hormigón	67

Ilustración 49. Valores cargas permanentes.....	67
Ilustración 50. Valores carga viva.....	68
Ilustración 51. Combinaciones de carga.....	68
Ilustración 52. Parámetros de diseño de elementos a flexo compresión	69
Ilustración 53. Parámetros de diseño de vigas y altura de losa	70
Ilustración 54. Parámetros de diseño de elementos sujetos a flexo compresión	71
Ilustración 55. Parámetro de diseño de losa y vigas.....	71
Ilustración 56. Cargas de diseño piso 1,2,3 arquetipo 1,2,3,4	72
Ilustración 57. Cargas de diseño en cubierta arquetipo 1,2,3,4	72
Ilustración 58. Cálculo manual de cortante basal y espectro de diseño.....	75
Ilustración 59. Diagramas de armado de estribos en columnas compuestas, mecanismo de acción conjunta.....	79
Ilustración 60. Ejemplificación correcta de resultados de un diagrama de interacción.....	80
Ilustración 61. Diagrama de interacción de columnas compuestas	81
Ilustración 62. Punto A	81
Ilustración 63. Punto B	82
Ilustración 64. Punto D.....	82
Ilustración 65. Punto B.....	83
Ilustración 66. Diagrama de armado de estribos en viga.....	84
Ilustración 67. Diagrama de armado de estribos en columnas	85
Ilustración 68. Dimensiones de columnas internas (recubrimiento 2.5 cm).....	87
Ilustración 69. Diseño de columnas perimetrales (recubrimiento 4 cm)	88
Ilustración 70. Diseño de vigas luces de 4 metros.....	89
Ilustración 71. Diseño de losa.....	89
Ilustración 72. Modelo 3D luces 4 m	90
Ilustración 73. Asignación de diafragmas.....	90
Ilustración 74. Lista de materiales por piso.....	91
Ilustración 75. Corrección manual del cortante.....	92
Ilustración 76. Deriva elástica (SX)	93
Ilustración 77. Deriva elástica (SY)	94
Ilustración 78. Máximos desplazamientos SX y SY	94
Ilustración 79. Peso total de la estructura	95
Ilustración 80. Periodo de la estructura	95
Ilustración 81. Centro de masas de la estructura	95
Ilustración 82. Verificación manual del armado de vigas hormigón armado	97
Ilustración 83. Verificación de armado en columnas de hormigón armado.....	99
Ilustración 84. Diagrama de interacción columna más cargada eje 2B.....	107
Ilustración 85. Verificación por corte de vigas	111
Ilustración 86. Verificación por corte de columnas	111
Ilustración 87. Diseño de nudos, centrales, laterales y esquineros	121
Ilustración 88. Verificación columna fuerte viga débil.....	121
Ilustración 89. Verificación nudos eje crítico	122
Ilustración 90. Diseño de columnas internas (recubrimiento 2.5 cm)	123
Ilustración 91. Diseño de columnas perimetrales (recubrimiento 4 cm)	124
Ilustración 92. Diseño de vigas luces de 6 metros.....	124
Ilustración 93. Modelo 3d luces de 6 metros.....	125
Ilustración 94. Lista de materiales por piso.....	125
Ilustración 95. Corrección manual del cortante.....	126
Ilustración 96. Deriva elástica (SX)	127
Ilustración 97. Deriva elástica (SY)	128
Ilustración 98. Máximos desplazamientos de la estructura	129

Ilustración 99. Pesos de la estructura.....	129
Ilustración 100. Periodos de la estructura.....	129
Ilustración 101. Centro de masa de la estructura.....	129
Ilustración 102. Verificación manual del armado en vigas de hormigón armado modelo 2...	131
Ilustración 103. Verificación manual de armado en columnas de hormigón armado modelo 2	
.....	132
Ilustración 104. Diagrama de interacción columna más cargada	136
Ilustración 105. Verificación manual por corte de vigas	138
Ilustración 106. Verificación manual por corte en columnas.....	139
Ilustración 107. Diseño manual de nudos.....	140
Ilustración 108. Verificación de nudos eje crítico	140
Ilustración 109. Diseño de columnas internas (recubrimiento 2.5 cm)	141
Ilustración 110. Diseño de columnas perimetrales (recubrimiento 4 cm)	142
Ilustración 111. Diseño de vigas luces 4 metros.....	143
Ilustración 112. Modelo 3d con luces de 4 metros elementos sujetos a flexo compresión	
compuestos	143
Ilustración 113. Lista de materiales por piso	144
Ilustración 114. Corrección manual del cortante	145
Ilustración 115. Deriva elástica (SX).....	146
Ilustración 116. Deriva elástica (SY).....	147
Ilustración 117. Máximos desplazamientos de la estructura	147
Ilustración 118. Pesos de la estructura.....	148
Ilustración 119. Periodos de la estructura.....	148
Ilustración 120. Centro de masa de la estructura.....	148
Ilustración 121. Verificación manual de armado en vigas modelo 3	150
Ilustración 122. Verificación manual longitudinal de armado en columnas.....	150
Ilustración 123. Diagrama de interacción columna compuesta modelo 3	155
Ilustración 124. Verificación manual por corte, separación de estribos modelo 3	156
Ilustración 125. Verificación manual por corte en columnas compuestas	156
Ilustración 126. Verificación manual del criterio columna fuerte-viga débil modelo 4 columnas	
compuestas	157
Ilustración 127. Diseño de columnas internas (recubrimiento 2.5 cm)	158
Ilustración 128. Parámetros de diseño para creación de secciones de perfil laminado en caliente	
.....	159
Ilustración 129. Diseño de columnas perimetrales (recubrimiento 4 cm)	160
Ilustración 130. Diseño de vigas para luces de 6 metros	160
Ilustración 131. Modelo 3d con luces de 6 metros elementos sujetos a flexo compresión	
compuestos	161
Ilustración 132. Lista de materiales por piso	161
Ilustración 133. Corrección manual del cortante.....	162
Ilustración 134. Deriva elástica (SX)	163
Ilustración 135. Deriva elástica (SY)	164
Ilustración 136. Máximos desplazamientos de la estructura	165
Ilustración 137. Pesos de la estructura.....	165
Ilustración 138. Periodos de la estructura.....	165
Ilustración 139. Centro de masa de la estructura.....	166
Ilustración 140. Verificación manual de armado en vigas de hormigón modelo 4.....	168
Ilustración 141. Verificación manual de armado longitudinal modelo 4.....	168
Ilustración 142. Diagrama de interacción columna compuesta modelo 4	173
Ilustración 143. Verificación manual por corte, separación de estribos modelo 4	174
Ilustración 144. Verificación por corte, separación de estribos modelo 4	174

Ilustración 145. Verificación manual criterio columna fuerte-viga débil	175
Ilustración 146. Distribución de la clasificación S.U.C.S	175
Ilustración 147. Mapa de clasificación S.U.C.S.	176
Ilustración 148. Mapa de capacidad portante.	178
Ilustración 149. Tabla de coeficiente de balasto o módulo de Winkler	178
Ilustración 150. Reacciones en la base (Carga muerta) Arquetipo 1	179
Ilustración 151. Valores de carga y momento (Carga muerta) Arquetipo 1	179
Ilustración 152. Reacciones en la base (Carga viva) Arquetipo 1	180
Ilustración 153. Valores de carga y momento (Carga viva) Arquetipo 1	180
Ilustración 154. Diseño zapata central (Arquetipo 1)	188
Ilustración 155. Diseño zapata lateral (Arquetipo 1)	196
Ilustración 156. Diseño zapata central (Arquetipo 2)	198
Ilustración 157. Diseño zapata lateral (Arquetipo 2)	201
Ilustración 158. Diseño zapata central (Arquetipo 3)	203
Ilustración 159. Diseño zapata lateral (Arquetipo 3)	205
Ilustración 160. Diseño zapata central (Arquetipo 4)	207
Ilustración 161. Diseño zapata lateral (Arquetipo 4)	209
Ilustración 162. Zona rígida de la zapata	210
Ilustración 163. Zona del plinto	210
Ilustración 164. Dibujo de plintos y columnas según el predimensionamiento	211
Ilustración 165. Ingreso de valor de coeficiente de balasto según q admisible	211
Ilustración 166. Ingreso de cadenas en el programa	212
Ilustración 167. Dibujo de cadenas en el programa	212
Ilustración 168. Presión del suelo con las cargas de servicio	213
Ilustración 169. Visualización de valores de presión del suelo	213
Ilustración 170. Comprobación de punzonamiento	214
Ilustración 171. Cálculo por elementos finitos zapatas centrales y laterales (armadura inferior-dirección 1)	215
Ilustración 172. Cálculo por elementos finitos zapatas centrales y laterales (armadura inferior-dirección 2)	216
Ilustración 173. Zona rígida de la zapata	217
Ilustración 174. Zona del plinto	217
Ilustración 175. Dibujo de plintos y columnas según el predimensionamiento	218
Ilustración 176. Ingreso de cadenas en el programa	218
Ilustración 177. Dibujo de cadenas en el programa	219
Ilustración 178. Ingreso de valor de coeficiente de balasto según q admisible	219
Ilustración 179. Presión del suelo con las cargas de servicio	220
Ilustración 180. Visualización de valores de presión del suelo	220
Ilustración 181. Comprobación de punzonamiento	221
Ilustración 182. Cálculo por elementos finitos zapatas laterales (armadura inferior-dirección 1)	222
Ilustración 183. Cálculo por elementos finitos zapatas laterales (armadura inferior-dirección 2)	223
Ilustración 184. Cálculo por elementos finitos zapatas centrales (armadura inferior-dirección 1)	224
Ilustración 185. Cálculo por elementos finitos zapatas centrales (armadura inferior-dirección 2)	225
Ilustración 186. Zona rígida de la zapata	226
Ilustración 187. Zona del plinto	226
Ilustración 188. Dibujo de plintos y columnas según el predimensionamiento	227
Ilustración 189. Ingreso de cadenas en el programa	227

Ilustración 190. Dibujo de cadenas en el programa.....	228
Ilustración 191. Ingreso de valor de coeficiente de balasto según q admisible	228
Ilustración 192. Presión del suelo con las cargas de servicio	229
Ilustración 193. Visualización de valores de presión del suelo	229
Ilustración 194. Comprobación de punzonamiento	230
Ilustración 195. Cálculo por elementos finitos zapatas centrales y laterales (armadura inferior-dirección 1).....	231
Ilustración 196. Cálculo por elementos finitos zapatas centrales y laterales (armadura inferior-dirección 2).....	232
Ilustración 197. Zona rígida de la zapata.....	233
Ilustración 198. Zona del plinto.....	233
Ilustración 199. Dibujo de plintos y columnas según el predimensionamiento	234
Ilustración 200. Ingreso de cadenas en el programa.....	234
Ilustración 201. Dibujo de cadenas en el programa.....	235
Ilustración 202. Ingreso de valor de coeficiente de balasto según q admisible	235
Ilustración 203. Presión del suelo con las cargas de servicio	236
Ilustración 204. Visualización de valores de presión del suelo	236
Ilustración 205. Comprobación de punzonamiento	237
Ilustración 206. Cálculo por elementos finitos zapatas centrales y laterales (armadura inferior-dirección 1).....	238
Ilustración 207. Cálculo por elementos finitos zapatas centrales y laterales (armadura inferior-dirección 2).....	239
Ilustración 208. Tabla resumen entre arquetipo 1,2,3,4.....	240
Ilustración 209. Tabla resumen dimensiones zapatas arquetipo 1,2,3,4	240
Ilustración 210. Presupuesto arquetipo 1,2,3,4.....	241
Ilustración 211. Presupuesto final arquetipo 1,2,3,4.....	241
Ilustración 212. Plintos, cadenas y planta de cimentación modelo 1	247
Ilustración 213. Cuadro de plintos modelo 1	247
Ilustración 214. Detalle del armado de plintos modelo 1	248
Ilustración 215. Detalle de cadena modelo 1	249
Ilustración 216. Plintos, cadenas y planta de cimentación modelo 2	249
Ilustración 217. Cuadro de plintos modelo 2.....	250
Ilustración 218. Detalle del armado de plintos modelo 2	250
Ilustración 219. Detalle de cadena modelo 2.....	251
Ilustración 220. Plintos, cadenas y planta de cimentación modelo 3	251
Ilustración 221. Cuadro de plintos modelo 3.....	252
Ilustración 222. Detalle del armado de plintos modelo 3	252
Ilustración 223. Detalle de cadena modelo 3.....	253
Ilustración 224. Plintos, cadenas y planta de cimentación modelo 4	254
Ilustración 225. Cuadro de plintos modelo 4.....	254
Ilustración 226. Detalle del armado de plintos modelo 4	255
Ilustración 227. Detalle de cadena modelo 4.....	255
Ilustración 227. Planilla de acero y cantidad de hormigón zapata modelo 1.....	256
Ilustración 227. Planilla de acero y cantidad de hormigón zapata modelo 2.....	258
Ilustración 227. Planilla de acero y cantidad de hormigón zapata modelo 3.....	259
Ilustración 227. Planilla de acero y cantidad de hormigón zapata modelo 4.....	260

I. GENERALIDADES

1.1 Problema de Investigación

1.1.1 Descripción del problema

El problema radica en la necesidad de comprender y comparar los costos de cimentaciones para marcos resistentes a momento, considerando los enfoques estructurales específicos y sus implicaciones para edificaciones de hasta 4 pisos con luces de hasta 6 metros. La resolución de este problema proporcionará información valiosa para la toma de decisiones informada en el diseño de cimentaciones para este tipo particular de estructuras.

Además, la influencia de las cargas sobre las columnas y la interacción entre columnas y cimentaciones, especialmente en el contexto de marcos resistentes a momentos, añade complejidad al diseño de cimentaciones eficientes y económicas.

1.1.2 Formulación del problema

¿Cuál es la diferencia de los costos de cimentaciones para marcos resistentes a momento de elementos estructurales sujetos a flexo compresión en hormigón armado y los marcos resistentes a momento de elementos estructurales sujetos a flexo compresión mixtos conformados de hormigón armado y perfiles laminados en caliente para edificaciones de hasta 4 pisos con luces de hasta 6 metros?

1.1.3 Preguntas Accesorias

- ¿Cuáles son los requerimientos y normativas aplicables para el diseño de cimentaciones?
- ¿Cuáles son los factores técnicos que contribuyen a la variación de costos entre las cimentaciones para marcos resistentes a momento que utilizan elementos de hormigón armado y aquellas que incorporan elementos mixtos de hormigón armado y perfiles laminados en caliente?

- ¿Cuáles son los costos globales para cada arquetipo de cimentación?

1.2 Antecedentes

Debido a que esta disertación centra su estudio en la ciudad de Quito, ciudad considerada de alto riesgo sísmico, se diseñan estructuras resistentes a cargas laterales. Las actualizaciones de conocimientos acerca de su comportamiento bajo los parámetros correspondientes y características de materiales han avanzado de la mano con la tecnología permitiendo optimizar los procesos constructivos de las edificaciones.

En la actualidad, la construcción de edificaciones de varios pisos en Ecuador es cada vez más común y requiere una evaluación cuidadosa de la seguridad estructural cumpliendo con la respectiva normativa del país y de los costos estructurales para lograr un proyecto rentable. En este sentido, la selección de la cimentación adecuada para los marcos resistentes a momento adecuados es crucial para asegurar la estabilidad y resistencia de la estructura.

Este antecedente resalta la importancia de ampliar la investigación para incluir elementos mixtos y considerar condiciones más específicas de construcción, proporcionando un punto de partida relevante para la formulación de la presente tesis.

1.3 Hipótesis

1.3.1 Hipótesis General

La utilización de cimentaciones para elementos estructurales sujetos a flexo compresión mixtos de hormigón armado resultará en costos estructurales más competitivos en comparación con el uso exclusivo de cimentaciones para elementos estructurales de hormigón armado en edificaciones de hasta 4 pisos y luces de hasta 6 metros.

1.3.2 Hipótesis Específicas

- La combinación entre hormigón armado y perfiles laminados en caliente reducirá los costos de materiales en la cimentación.
- La seguridad estructural, evaluada de acuerdo con las normativas de construcción locales e internacionales, será un factor determinante en la elección de cimentaciones para marcos resistentes a momento con elementos de hormigón armado y aquellas con elementos mixtos.
- La cimentación para los elementos mixtos ofrecerá una mayor resistencia, rigidez y ductilidad en comparación con los elementos de hormigón armado, lo que permitirá una reducción de los elementos adicionales de refuerzo y apoyo, resultando en costos estructurales más bajos.
- Los elementos estructurales mixtos serán más versátiles y flexibles en términos de diseño arquitectónico, lo que permitirá una optimización en la distribución de cargas hacia la cimentación.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo General

Realizar una comparativa detallada de los costos asociados a cimentaciones utilizando el programa SAFE. Analizando dos enfoques estructurales específicos para marcos resistentes a momento: elementos de hormigón armado sujetos a flexo compresión y elementos estructurales mixtos conformados por hormigón armado y perfiles laminados en caliente. Para proporcionar una herramienta integral de toma de decisiones para diseñadores y profesionales de la construcción, facilitando la selección óptima de cimentaciones en edificaciones de hasta 4 pisos con luces de hasta 6 metros.

1.4.2 *Objetivos Específicos*

- Verificar la seguridad estructural de las cimentaciones de acuerdo con las normativas ecuatorianas de construcción (NEC). Realizando evaluaciones de seguridad conforme a los estándares locales, para garantizar que las soluciones propuestas cumplan con los requisitos de seguridad establecidos por las normativas de construcción.
- Desarrollar y comparar cuatro arquetipos de cimentaciones. Utilizando el programa SAFE y realizando cálculos manuales en hojas electrónicas para asegurar la representación precisa de cada diseño, obteniendo datos específicos sobre los costos de construcción de cada tipo de cimentación para su posterior comparación.
- Realizar un análisis comparativo mediante precios unitarios y presupuestos de los costos de construcción globales para cada opción de cimentación. Evaluando los costos directos asociados. Y con esto obtener una perspectiva completa de los costos de construcción, permitiendo una comparativa precisa y fundamentada entre las opciones de cimentación estudiadas.

1.5 Metodología

1.5.1 *Área de trabajo*

El área de trabajo de esta investigación se centrará en el análisis y comparativa de costos estructurales de cimentaciones para marcos resistentes a momento en edificaciones de hasta 4 pisos y luces de hasta 6 metros. Para ello, se utilizará el software SAFE, que es ampliamente utilizado en el análisis y diseño de cimentaciones, acompañado del software computacional EXCEL para realizar las tablas de costos y comparativas finales de cada arquetipo.

1.5.2 *Materiales y métodos*

Revisión Bibliográfica: Investigación de literatura relacionada con cimentaciones, marcos resistentes a momento, elementos estructurales sujetos a flexo compresión en hormigón

armado y elementos estructurales mixtos. Revisión de estudios previos sobre el uso del programa SAFE en proyectos similares.

Definición de Parámetros y Variables: Identificación y definición de los parámetros críticos para la comparativa. Establecimiento de variables de diseño relevantes para las cimentaciones y los elementos estructurales.

Modelado en el Programa SAFE: Creación de modelos en el programa SAFE para las cimentaciones de los dos tipos de elementos estructurales (hormigón armado y mixtos). Aplicación de cargas y condiciones de contorno realistas.

Análisis Estructural: Realización de análisis estructurales utilizando el programa SAFE. Evaluación de la capacidad de carga, deformaciones y otros resultados relevantes para cada tipo de elemento estructural.

Evaluación Económica: Estimación de los costos asociados con la construcción de cimentaciones para cada tipo de elemento estructural. Consideración de materiales.

Comparativa y Análisis: Comparación de los costos totales entre los arquetipos de cimentaciones. Análisis de los resultados estructurales y económicos para determinar la eficiencia y viabilidad de cada opción.

Validación de Resultados: Verificación de los resultados obtenidos mediante comparación con valores de referencia o normativas existentes.

Conclusiones y Recomendaciones: Síntesis de los hallazgos más significativos. Propuestas de recomendaciones para el diseño de cimentaciones en edificaciones de hasta 4 pisos con luces de hasta 6 metros.

1.6 Alcance

Uno de los aspectos importantes en la construcción es la optimización de recursos. Pequeños cambios en el diseño estructural representan un ahorro económico considerable cumpliendo con la eficiencia técnica requerida. Esta investigación definirá el tipo de estructura más eficiente, técnica y económicamente,

Esta investigación se centrará en el estudio de los cuatro arquetipos ubicados en la Región Sierra del Ecuador, Provincia de Pichincha específicamente en la ciudad de Quito, con un perfil de suelo tipo D, la importancia de la estructura la denominaremos como; (otras estructuras) al ser arquetipos diseñados exclusivamente para vivienda.

Cabe aclarar que para esta disertación se igualará porcentajes de derivas para obtener una similitud objetiva y manejar criterios conservadores entre los arquetipos y con dicha fundamentación realizar las posteriores comparativas, de esta manera garantizamos condiciones similares entre los modelos de investigación para lograr cambios visibles en los elementos estructurales de los arquetipos.

Características de los arquetipos:

- Dos arquetipos de 4 ejes en dirección (X y Y), constarán de 4 pisos cada uno con luces de 4 metros. De los cuales uno tendrá pórticos resistentes a momento de hormigón armado y el otro tendrá pórticos resistentes a momento mixtos de hormigón armado y perfiles laminados en caliente de grado A36.
- Dos arquetipos de 4 ejes en dirección (X y Y), constarán de 4 pisos cada uno con luces de 6 metros. De los cuales uno tendrá pórticos resistentes a momento de hormigón armado y el otro tendrá pórticos resistentes a momento mixtos de hormigón armado y perfiles laminados en caliente de grado A36.

- Posterior al diseño y verificación estructural de los arquetipos mencionados anteriormente, se procederá a realizar el diseño y comparativa económica de la cimentación de cada modelo.

1.7 Limitaciones

Los modelos no contarán con subsuelos, de la misma manera no se realizará planos arquitectónicos detallados, ni se evaluará en el ámbito económico en temas de albañilería como son: mamposterías, instalaciones sanitarias, eléctricas ni acabados de construcción, la verificación de seguridad estructural contará con todos los parámetros de servicio como cargas permanentes, cargas vivas, etc. Para el análisis de los pórticos resistentes a momento con la variación de materiales en los elementos sujetos a flexo compresión. Para el diseño de las cimentaciones no se realizará un estudio de suelos, se lo realizará mediante mapas de microzonificaciones geotécnicas en subsuelo realizadas en un trabajo de titulación de la Escuela Politécnica Nacional.

1.8 Resultados esperados

Análisis de la eficiencia estructural y económica: Se evaluará la eficiencia estructural y económica de cada modelo de cimentación. Se compararán los costos de construcción globales para determinar cuál de las soluciones es más rentable y eficiente estructuralmente.

Comparativa de costos globales: Se obtendrá una comparativa detallada de los costos totales de los marcos resistentes a momento. Se proporcionarán valores cuantitativos que reflejen las diferencias en los costos totales entre los arquetipos.

II. MARCO TEÓRICO

2.1 Materiales de construcción

Son todas aquellas materias primas que forman parte fundamental en toda obra de construcción civil, sin importar sus características, estos pueden ser artificiales o naturales y pueden ser conformados a partir de la unión de dos o más materias primas para generar un nuevo material de construcción.

2.1.1 *Materias primas naturales*

Son aquellas que no sufren ninguna alteración química, es decir son materias primas propias encontradas en la naturaleza y que conservan sus propiedades y características por ejemplo la roca triturada, agua, arena, etc.

2.1.2 *Materias primas artificiales*

Son resultado de una transformación que ha sufrido la materia prima por procesos físicos, químicos, que sería la combinación de dos o más materias primas o procesos mecánicos por ejemplo el cemento, acero, mortero, etc.

2.2 Hormigón

Es una piedra artificial formada al mezclar apropiadamente cuatro componentes básicos: cemento, arena, grava y agua. (Romo, 2008).



Ilustración 1. Componentes del hormigón

Fuente. Romo, M. (2008), componentes del hormigón, página 1, recuperado de: Temas de hormigón armado.

2.2.1 Propiedades físicas del hormigón

2.2.1.1 Trabajabilidad

Es la facilidad en la que se pueden mezclar los materiales y la mezcla de hormigón resultante es capaz de manejarse, transportarse y colocarse.

2.2.1.2 Durabilidad

Capacidad de resistir del hormigón al aire libre, acción de agentes químicos y desgastes naturales sometidos a lo largo de su vida útil.

2.2.1.3 Permeabilidad

Capacidad de mojarse con frecuencia y reducir la cantidad de agua que ingresa a la mezcla.

2.2.1.4 Resistencia

Se determina por la resistencia final de un testigo sometido a la prueba de compresión dentro de un periodo largo que por lo general es a los 28 días.

2.3 Hormigón armado

Consiste en incluir a la mezcla de hormigón refuerzos con varillas de acero estructural o mallas electrosoldadas, que se denominan armaduras.



Ilustración 2. Hormigón armado

2.3.1 Propiedades mecánicas del hormigón

2.3.1.1 Resistencia a la Compresión “ $f'c$ ”

La resistencia a la compresión del hormigón es una medida de la capacidad del material para soportar cargas aplicadas en dirección hacia su eje principal, causando una reducción en su volumen. En otras palabras, es la capacidad del hormigón para resistir fuerzas que intentan comprimirlo o aplastarlo.



Ilustración 3. Testigos de hormigón

Fuente. Romo, M. (2008), componentes del hormigón, página 14, recuperado de: Temas de hormigón armado.

2.3.1.2 Módulo de elasticidad “ \mathcal{E} ”

Indica la rigidez del hormigón, este valor es directamente proporcional, quiere decir que la rigidez aumenta de valor mientras la resistencia del concreto sea mayor.

Resistencia (Kg/cm²)	Módulo de Elasticidad (Kg/cm²)
210	217000
280	251000
350	281000
420	307000

Ilustración 4. Módulo de elasticidad del hormigón

Fuente. Romo, M. (2008), componentes del hormigón, página 19, recuperado de: Temas de hormigón armado

2.3.1.3 Ductilidad

La ductilidad es una propiedad mecánica de los materiales que se refiere a su capacidad para deformarse plásticamente antes de fracturarse. En otras palabras, es la medida de la habilidad de un material para estirarse, doblarse o deformarse significativamente bajo la aplicación de una carga o fuerza, sin romperse.

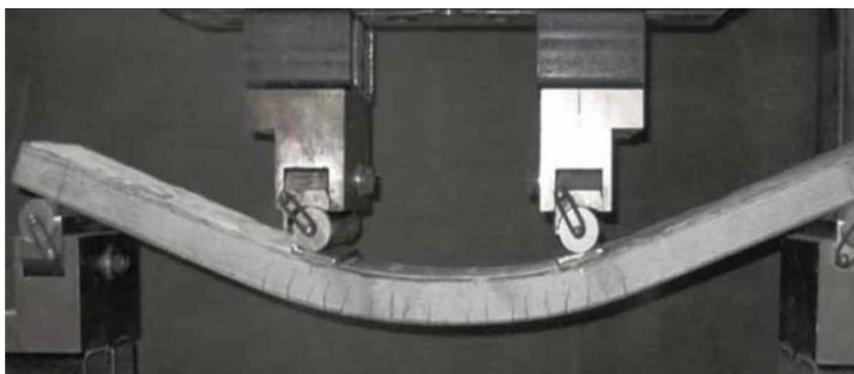


Ilustración 5. Ductilidad

Fuente. Medidas de mejora de la ductilidad para elementos estructurales de hormigón armado.

<https://industrysurfer.com/blog-industrial/construccion/medidas-de-mejora-de-la-ductilidad-para-elementos-estructurales-de-hormigon-armado/>

2.3.1.4 Resistencia a la tracción

Resistencia de un cuerpo que se somete a dos fuerzas que actúan en dos direcciones distintas tendiendo a estirar al elemento.

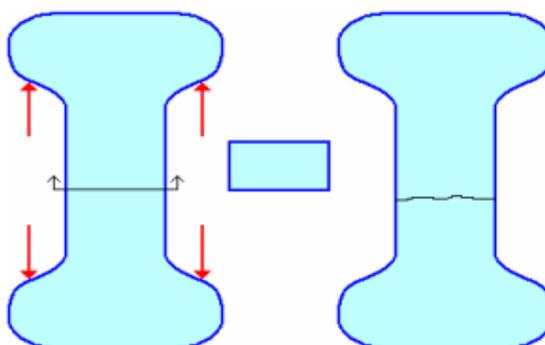


Ilustración 6. Prueba directa de tracción

Fuente. Romo, M. (2008), componentes del hormigón, página 21, recuperado de: Temas de hormigón armado

2.3.1.5 Resistencia al corte “ V_c ”

Resistencia de un cuerpo a fuerzas longitudinales en diferentes direcciones que pueden provocar deformaciones plásticas.

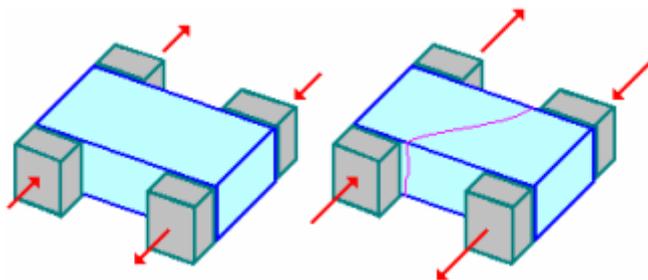


Ilustración 7. Prueba de corte directo del hormigón

Fuente. Romo, M. (2008), componentes del hormigón, página 23, recuperado de: Temas de hormigón armado

2.4 Acero estructural

“Es considerado como uno de los materiales más versátiles en el campo de la construcción gracias a su poco peso, facilidad de fabricación, montaje y otras propiedades” (McCormac & Csernak, 2012).

El acero es uno de los principales materiales para la construcción de obras civiles, conformado por una aleación de hierro y carbono.

2.4.1 Características del acero

El acero tiene una resistencia por unidad de peso muy alta, lo que significa que permite que las deformaciones sean muy altas, el acero también se caracteriza por ser muy resistente y fácil de cuidar. Es dúctil, es decir, resiste grandes deformaciones sin fallar ya que permite la fluencia local. Por otro lado, es fácil de manipular, hay muchas formas de conectar elementos por ejemplo atornillado o mediante soldadura, es reutilizable y reciclable. Desafortunadamente, es susceptible a la corrosión cuando entra en contacto con el agua y el aire y cuanto más pequeño sea el acero mayor es la probabilidad de pandeo del elemento.

2.4.2 *Grados del acero*

Los grados del acero son categorías que se asignan a diferentes tipos de acero en función de sus propiedades y composición química. Estas designaciones proporcionan información crucial sobre las capacidades y aplicaciones específicas de cada tipo de acero.

✓ **Acero al Carbono:**

A36: Uno de los grados más utilizados en construcción estructural debido a su versatilidad y facilidad de soldadura.

✓ **Acero de Baja Aleación:**

A572: Conocido por su alta resistencia y tenacidad, es utilizado en construcciones que requieren una mayor capacidad de carga.

✓ **Acero Inoxidable:**

304 y 316: Comúnmente utilizados en aplicaciones donde se necesita resistencia a la corrosión, como en la fabricación de equipos médicos y estructuras expuestas a condiciones ambientales adversas.

✓ **Acero de Alta Resistencia y Baja Aleación (HSLA):**

A514: Este grado ofrece una excelente resistencia y tenacidad, siendo ideal para aplicaciones como la fabricación de equipos pesados y estructuras de alto rendimiento

✓ **Acero para Herramientas:**

A2, D2: Diseñados para resistir altas temperaturas y desgaste, son utilizados en la fabricación de herramientas de corte y troqueles.

✓ **Acero Galvanizado:**

A653: Recubierto con zinc para resistir la corrosión, este tipo de acero se emplea comúnmente en la fabricación de productos expuestos a condiciones atmosféricas agresivas.

✓ **Acero de Alta Aleación:**

Inconel, Hastelloy: Estos grados especiales ofrecen propiedades únicas, como resistencia a altas temperaturas y corrosión, y son utilizados en aplicaciones aeroespaciales y químicas.

2.4.3 *Sistemas ASD y LRFD*

✓ **ASD**

El Sistema ASD (Allowable Stress Design) se basa en el concepto de esfuerzos admisibles, donde se establecen límites seguros para las tensiones y deformaciones que una estructura de acero puede experimentar. Este enfoque se apoya en la experiencia acumulada a lo largo del tiempo y en factores de seguridad que buscan garantizar la integridad de la estructura ante cargas previamente definidas.

✓ **LRFD**

El sistema LRFD (Load and Resistance Factor Design) se basa en factores de carga y resistencia. Considerando una mayor gama de variables y factores que pueden afectar la seguridad de la estructura. Las cargas se dividen en diferentes combinaciones y se aplican factores de carga para tener en cuenta la variabilidad de las condiciones de servicio. Además, se utilizan factores de resistencia para tener en cuenta la incertidumbre en las propiedades del material y en la capacidad de carga de los elementos estructurales.

2.5 **Perfiles laminados en caliente**

“Los perfiles laminados en caliente de acero están sometidos a una temperatura superior a la de recristalización, es decir una temperatura alrededor de 550 y 650 C°. Presenta grandes ventajas como elaboración de piezas de mayor tamaño, viéndose limitada en la geometría de la sección al poder fabricarse perfiles como los tipos I, o secciones cerradas rectangulares y circulares” (Nájera Ocampo, 2014).

2.5.1 Tipos de perfiles

2.5.1.1 Perfil tipo I

Un perfil metálico tipo I o W se refiere a un miembro estructural de acero que tiene una sección transversal que se asemeja a la letra "I" en su forma. Estos perfiles son ampliamente utilizados en la construcción de edificios, y otras estructuras debido a su alta resistencia y capacidad de carga. El perfil tipo I consta de dos alas horizontales conectadas por una sección central llamada alma. Esta disposición proporciona una distribución eficiente del material y una mayor rigidez, lo que los hace adecuados para soportar cargas verticales y horizontales.



Ilustración 8. Perfil tipo IPE

Fuente. Comercial Tuboferro. <http://tuboferro.es/?product=vigas-i-p-e>

2.5.1.2 Perfiles tipo HSS

Pertenece a un tipo de perfil hueco rectangular, cuadrada y circular, presenta una mejor respuesta a la torsión y compresión. La ventaja de su uso es que nos brindan versatilidad y alta resistencia, los perfiles HSS en cualquiera de sus formas son apreciados por su alta relación resistencia-peso, lo que los convierte en elecciones populares para la construcción de estructuras que necesitan soportar cargas significativas mientras se mantiene un peso reducido.

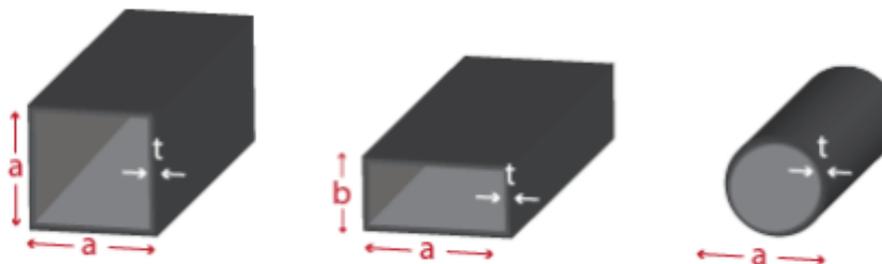


Ilustración 9. Perfiles HSS (cuadrado, rectangular, circular)

Fuente. Perfil HSS. <https://panel.com.mx/perfiles-de-acero/perfil-hss/>

2.6 Elementos estructurales mixtos

La combinación de hormigón armado y perfiles laminados en caliente en elementos sometidos a flexo compresión representa una poderosa sinergia en la ingeniería de estructuras. Esta técnica constructiva aprovecha la alta resistencia a la compresión del hormigón y la flexibilidad de los perfiles de acero laminado en caliente para crear elementos capaces de soportar cargas combinadas de flexión y compresión.

Al combinar la ductilidad del acero y la capacidad de carga del hormigón, estos elementos compuestos ofrecen un alto rendimiento y eficiencia en la distribución de cargas, asegurando la seguridad y estabilidad de las construcciones en una variedad de situaciones y escenarios de carga.

En el ámbito de las columnas compuestas, podemos distinguir entre dos categorías: las que tienen el perfil de acero integrado en el hormigón y aquellas en las que el hormigón se encuentra en el interior de un perfil de acero sellado.

Existen tres categorías de elementos sujetos a flexo compresión mixtos:

- Aquellas en las que el acero está integrado en el hormigón armado (SRC), “Steel Reinforced Concrete”.

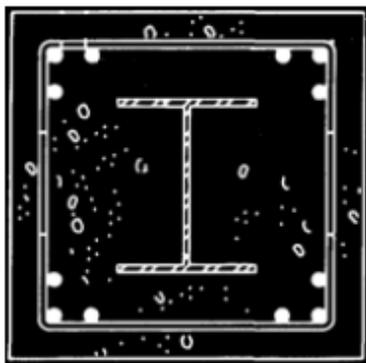


Ilustración 10. Columna SRC

Fuente. AISC, "Steel Design Guide 6: Load and Resistance Factor Design of W-Shapes Encased in Concrete", STEEL DESIGN GUIDE SERIES, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA, 2001.

- Columnas de secciones circulares con acero relleno de hormigón armado (CFT), "Concrete Fillet Tube".



Ilustración 11. Columna CFT

Fuente. BRADFORD M. A., "Design Strength of Slender Concrete-Filled Rectangular Steel Tubes", ACI Structural Journal, 93(2), 229-235, March-April 1996.

- Columnas de secciones rectangulares con acero relleno de hormigón armado (RCFT), "Rectangular Concrete Fillet Tube".



Ilustración 12. Columna RCFT

Fuente. BRADFORD M. A., "Design Strength of Slender Concrete-Filled Rectangular Steel Tubes", ACI Structural Journal, 93(2), 229-235, March-April 1996.

La unión de estos materiales brinda múltiples beneficios:

En elementos CFT o RCFT, el acero mejora la resistencia y ductilidad del hormigón gracias al efecto de contención que ejerce, evitando el pandeo local del perfil de acero y eliminando la necesidad de utilizar encofrados.

En elementos SRC, el hormigón previene el pandeo local del perfil de acero y además funciona como protección contra el fuego, este tipo de elementos sujetos a flexo compresión serán las elegidas para el caso de estudio en esta disertación.

2.6.1 Ventajas del uso de elementos estructurales mixtos

✓ Resistencia y capacidad de carga:

La combinación de hormigón y acero laminado en caliente permite aprovechar la alta resistencia a la compresión del hormigón y la resistencia a la tracción del acero, resultando en elementos capaces de soportar cargas significativas.

✓ Eficiencia estructural:

La sinergia entre el hormigón y el acero maximiza la eficiencia en la distribución de cargas, lo que permite crear elementos más delgados y livianos en comparación con soluciones completamente de hormigón o acero.

✓ Ductilidad:

La ductilidad inherente del acero contribuye a la capacidad de la estructura para absorber energía en situaciones de carga extrema, mejorando la resistencia ante eventos sísmicos o situaciones de impacto.

✓ Reducción de costos:

La optimización de materiales y la mayor eficiencia estructural pueden conducir a ahorros significativos en términos de costos de construcción, ya que se utilizan menos materiales sin comprometer la seguridad y funcionalidad de la estructura.

✓ **Velocidad de construcción:**

La facilidad de montaje y la prefabricación de componentes pueden acelerar el proceso de construcción en comparación con métodos tradicionales.

✓ **Resistencia a cargas y condiciones ambientales variadas:**

La combinación de materiales permite abordar tanto cargas verticales como laterales, lo que es crucial en estructuras que enfrentan una variedad de condiciones climáticas y situaciones de carga.

✓ **Durabilidad:**

La protección del acero laminado y la durabilidad del hormigón se complementan, lo que resulta en elementos estructurales que pueden resistir mejor la corrosión, fuego y los efectos del ambiente.

2.6.2 Desventajas del uso de elementos estructurales mixtos

✓ **Complejidad de diseño:**

La combinación de dos materiales diferentes puede aumentar la complejidad del diseño y análisis estructural, lo que requiere un conocimiento profundo de ambos materiales y su comportamiento conjunto.

✓ **Mano de obra especializada:**

La construcción y montaje de elementos compuestos pueden requerir habilidades y conocimientos específicos que no todos los trabajadores de la construcción poseen, lo que puede aumentar los costos laborales.

✓ **Costos iniciales:**

La implementación de elementos compuestos puede requerir una inversión inicial mayor debido a la necesidad de adquirir tanto el acero laminado como el hormigón y sus respectivos equipos de construcción.

✓ **Control de calidad y supervisión:**

La correcta implementación de elementos compuestos exige un estricto control de calidad y supervisión durante la fabricación y construcción para asegurarse de que los materiales se utilicen adecuadamente y se cumplan los estándares requeridos.

✓ **Compatibilidad de materiales:**

La compatibilidad entre el hormigón y el acero, especialmente en términos de dilatación y contracción térmica, debe ser considerada cuidadosamente para evitar problemas de deformación y fisuración.

✓ **Posibles problemas de corrosión:**

Si no se toman medidas adecuadas para proteger el acero laminado, como recubrimientos anticorrosión, podría surgir la posibilidad de corrosión que afecte la integridad a largo plazo de los elementos compuestos.

2.7 Pórticos

Un pórtico es un elemento estructural que consiste en una serie de columnas verticales unidas por vigas horizontales, formando un marco rígido que proporciona soporte y estabilidad a una estructura. Los pórticos se utilizan comúnmente en la ingeniería para crear marcos de carga capaces de resistir y distribuir fuerzas, como cargas gravitatorias, viento y otras cargas laterales.

Los pórticos pueden ser de diferentes tamaños y formas, y se emplean en una variedad de aplicaciones, desde edificios comerciales e industriales hasta puentes y estructuras de soporte. La disposición de las columnas y las vigas en un pórtico proporciona una rigidez inherente que ayuda a resistir la deformación y la flexión bajo cargas, manteniendo la integridad de la estructura.

2.7.1 Pórticos resistentes a momento

Un pórtico resistente a momento es un tipo de estructura que está diseñada para resistir y distribuir las fuerzas de momento flector que actúan sobre ella. El momento flector es una fuerza de flexión que tiende a doblar o torcer una estructura, y es comúnmente causado por sismos de diseño que provocan deformaciones inelásticas que ocurren en las rótulas plásticas de los elementos.

Los pórticos resistentes a momento están compuestos por columnas y vigas que tienen la capacidad de transmitir momentos flectores entre sí, obedeciendo al criterio columna fuerte viga débil.

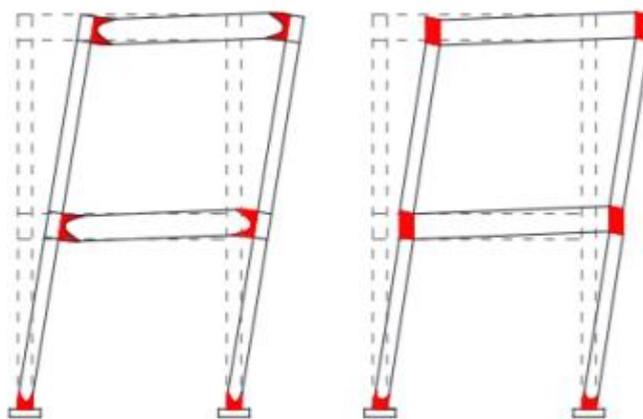


Ilustración 13. Zonas permitidas para deformaciones inelásticas en pórticos

Fuente. NEC Estructuras de Acero, pág. 41

2.7.1.1 Criterio Columna fuerte Viga débil

Este enfoque tiene en cuenta el comportamiento general de las estructuras bajo cargas extremas. Cuando ocurre una sobrecarga o un evento inusual, el criterio "columna fuerte, viga débil" ayuda a garantizar que la falla potencial ocurra de manera más predecible y controlada en las vigas, lo que puede ser menos peligroso y más fácil de reparar o reemplazar en comparación con una falla en las columnas.



Ilustración 14. Criterio columna fuerte - viga débil

Fuente. Freddy Lanza, Diseño de planchas extremas

2.8 Normativa Aplicada

2.8.1 Cargas no sísmicas (NEC-SE-CG)

La normativa ecuatoriana NEC-SE-CG es un conjunto de regulaciones y directrices establecidas para garantizar la seguridad y estabilidad de las estructuras en situaciones no relacionadas con sismos. Estas normas definen los criterios y valores de carga que deben ser considerados durante el diseño de estructuras en Ecuador. Al abordar aspectos como cargas permanentes, variables, vientos, nieve y otros factores climáticos, la norma busca asegurar que las construcciones cumplan con los estándares de seguridad y desempeño requeridos, contribuyendo así a la protección de la vida y el patrimonio de los ciudadanos, (NEC, 2015).

2.8.2 Cargas sísmica y diseño sismo resistente (NEC-SE-DS)

La normativa ecuatoriana NEC-SE-DS, representa un pilar fundamental en la construcción segura y resiliente en Ecuador. Estas directrices establecen criterios precisos para el cálculo y diseño de estructuras capaces de resistir los efectos de los sismos. Ecuador siendo un país propenso a la actividad sísmica, esta normativa se convierte en un marco esencial que garantiza la protección de vidas y estructuras. Al proporcionar lineamientos para la evaluación de cargas sísmicas, así como para la selección de materiales y técnicas constructivas adecuadas. (NEC, 2015).

2.8.3 Estructuras de hormigón armado (NEC-SE-HM)

La normativa ecuatoriana NEC-SE-HM, desempeña un papel crucial en el panorama de la construcción en Ecuador. Establecen parámetros esenciales para el diseño, análisis y construcción de elementos estructurales que utilizan hormigón reforzado con acero, garantiza la seguridad, la resistencia y la durabilidad de las construcciones en el país. Al abordar aspectos como la capacidad de carga y la adecuada distribución de refuerzos. (NEC, 2015).

2.8.4 Estructuras de acero (NEC-SE-AC)

La normativa ecuatoriana NEC-SE-AC, establecen los lineamientos fundamentales para el diseño de elementos estructurales fabricados en acero. Dado el amplio uso de este material en una variedad de proyectos, desde edificios hasta puentes y estructuras industriales, asegura la seguridad, la resistencia y la confiabilidad de las construcciones. Al abordar aspectos como la capacidad de carga, la selección adecuada de perfiles y la conexión de elementos. (NEC, 2015).

2.8.5 Especificación para construcciones de acero (AISC 360-16)

La normativa AISC 360-16, emitida por el American Institute of Steel Construction, constituye un pilar esencial en el diseño y construcción de estructuras de acero en diversas

aplicaciones. Esta normativa americana establece los estándares y principios fundamentales para el cálculo, análisis, diseño de elementos y sistemas estructurales en acero. (AISC, 2016).

2.8.6 American Concrete Institute (ACI 318-19)

La norma ACI 318-19, representa una evolución destacada en la ingeniería estructural contemporánea. Esta edición, marca importantes avances en el diseño y la construcción de estructuras de concreto.

La ACI 318-19 proporciona un enfoque integral para el diseño seguro, eficiente y sostenible de estructuras de concreto. Sus directrices abarcan una amplia gama de temas, desde la selección de materiales y las propiedades estructurales hasta los criterios de diseño sísmico y la resistencia al fuego.

Una característica destacada es su enfoque en el rendimiento basado en diseño, lo que significa que se pone un fuerte énfasis en la evaluación de la respuesta real de la estructura bajo diversas condiciones de carga y eventos sísmicos.

El contenido de este código abarca desde las propiedades físicas del concreto y el acero de refuerzo, hasta las disposiciones para la flexión, cortante, torsión y punzonamiento en elementos estructurales. (ACI, 2019)

2.9 Costos en la construcción de estructuras

El estudio de los costos en la construcción de estructuras es un componente esencial en el proceso de planificación y ejecución de proyectos de construcción. Los costos no solo influyen en la viabilidad económica de un proyecto, sino que también determinan su eficiencia y rentabilidad a lo largo de su ciclo de vida. Desde la adquisición de materiales hasta la mano de obra, los servicios profesionales y otros gastos asociados, entender y gestionar los costos de manera efectiva es crucial para garantizar la entrega exitosa de una estructura que cumpla con los estándares de calidad, seguridad y funcionalidad requeridos.

El estudio de los costos implica analizar detalladamente todos los elementos que contribuyen al presupuesto del proyecto, identificando oportunidades de ahorro, optimización de recursos y toma de decisiones informadas. Desde la fase de diseño hasta la construcción y el mantenimiento posterior, evaluar los costos de manera sistemática permite a los profesionales de la construcción prever desafíos potenciales, evitar excesos de gastos y garantizar que los fondos se utilicen de manera eficiente y efectiva.

Este enfoque no solo beneficia a los propietarios y desarrolladores, sino también a ingenieros, arquitectos y contratistas, al brindarles una comprensión más profunda de cómo cada decisión de diseño y construcción impacta en los costos totales. Además, el estudio de los costos es una herramienta poderosa para fomentar la transparencia, la comunicación efectiva y la colaboración entre todos los actores involucrados en el proceso de construcción.

2.9.1 Análisis de precios unitarios (APU)

El análisis de precios unitarios es una herramienta esencial para estimar y desglosar los costos de cada componente o actividad que forma parte de un proyecto de construcción. También conocido como APU, este proceso permite una evaluación detallada de los recursos necesarios, como materiales, mano de obra, equipos, transporte y otros gastos directos e indirectos, asociados a cada unidad de medida que se utiliza en la construcción.

El análisis de precios unitarios se realiza mediante una metodología sistemática que involucra varios pasos. Primero, se descompone el proyecto en elementos más pequeños y manejables, como excavaciones, cimentaciones, estructuras, acabados, instalaciones eléctricas y sanitarias, entre otros. Luego, para cada uno de estos elementos, se establecen las cantidades requeridas y se asignan los costos específicos, basados en precios de mercado y en las tarifas actuales de mano de obra del país.

Los precios unitarios se obtienen mediante la suma de los costos de todos los recursos involucrados en una unidad de medida particular, como metros cúbicos, metros cuadrados, unidades de longitud, etc. Además de los costos directos, se incluyen los costos indirectos, como gastos generales y beneficios, para tener una estimación completa y precisa.

Es importante recalcar que los precios unitarios deben estar respaldados por información actualizada sobre los precios de mercado y la disponibilidad de recursos. Los datos históricos y las cotizaciones de proveedores y contratistas son fuentes valiosas para garantizar la exactitud de los costos estimados, este respaldo lo brinda la revista CONSTRUCCIÓN expedida por la cámara de la industria de la construcción (CAMICON).

2.9.2 Presupuesto

Un presupuesto es crucial para planificar y controlar los recursos financieros necesarios para llevar a cabo un proyecto de edificación. Es una estimación detallada de los costos totales involucrados en la ejecución de una obra, proporcionando una visión clara y precisa de los gastos que se anticipan desde el inicio hasta la finalización del proyecto.

El proceso de elaboración de un presupuesto de construcción implica una evaluación minuciosa de todos los elementos que influyen en los costos, como materiales, mano de obra, equipo, permisos, gastos generales y contingencias. Además, se deben considerar factores como la ubicación geográfica, la complejidad del diseño, la calidad de los materiales requeridos y las condiciones del mercado en ese momento.

La elaboración de un presupuesto se inicia con la recopilación de datos precisos sobre las características del proyecto, los planos de construcción, las especificaciones técnicas y los detalles de diseño. Posteriormente, se realiza un desglose de costos por cada componente del proyecto, calculando cantidades, costos unitarios y totales. Se deben tener en cuenta los

márgenes de utilidad, impuestos y los posibles imprevistos, creando así un presupuesto detallado y realista.

Es fundamental que el presupuesto se mantenga actualizado durante todo el proceso de construcción, ya que pueden surgir cambios y ajustes en función de las condiciones reales del proyecto. La gestión adecuada del presupuesto es esencial para controlar los gastos, evitar desviaciones financieras y garantizar la finalización exitosa del proyecto de construcción.

2.10 Metodología de diseño

Es fundamental determinar métodos de diseño en el análisis estructural para garantizar la seguridad y la resiliencia de las edificaciones frente a eventos sísmicos. El diseño sísmico busca minimizar los riesgos y daños causados por terremotos, asegurando que las estructuras puedan resistir las fuerzas y las deformaciones generadas por estos eventos naturales.

2.10.1 Método basado en fuerzas (DBF)

El objetivo de este enfoque es seguir la filosofía de diseño para resistir sismos, que implica la prevención de daños en todos los componentes frente a temblores pequeños, la mitigación de daños estructurales graves y la gestión de daños no estructurales durante sismos moderados y poco frecuentes.

Es esencial que el modelo matemático refleje las características más significativas de su comportamiento dinámico. Se realizarán tanto un análisis estático como un análisis dinámico espectral, lo que requerirá la determinación precisa del espectro de diseño.

2.10.2 Cargas y combinaciones de carga para análisis y diseño

2.10.2.1 Carga Permanente (D)

Representa al peso de los elementos estructurales que actúan en permanencia como: paredes, muros, instalaciones, etc.

2.10.2.2 *Carga Viva (L)*

Corresponde al peso variable debido al uso de la estructura a diseñar conformada por el peso de personas, muebles, etc.

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)
Cubiertas	
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.70
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	3.00
Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión.	4.80
Cubiertas destinadas para propósitos especiales	
Residencias	
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00
Hoteles y residencias multifamiliares	
Habitaciones	2.00
Salones de uso público y sus corredores	4.80

Ilustración 15. Criterios de selección de cargas vivas

Fuente. NEC-SE-CG, 2015

2.10.2.3 *Carga Viento (W)*

Se refiere a las fuerzas que ejerce el viento sobre la estructura, considerando dos criterios importantes como lo es el Barlovento que viene a ser el lado de la estructura que es golpeado por el viento definiendo sus valores con un signo + (presión). Sotavento que es la parte no afectada directamente por el viento definiendo sus valores por el signo – (succión).

2.10.2.3.1 *Velocidad instantánea máxima del viento*

“La velocidad de diseño para viento hasta 10 m de altura será la adecuada a la velocidad máxima para la zona de ubicación de la edificación, pero no será menor a 21m/s (75 km/h)” (NEC-SE-CG, 2015).

2.10.2.3.2 *Velocidad corregida del viento*

“La velocidad instantánea máxima del viento se multiplicará por un coeficiente de corrección σ que depende de la altura y de las características topográficas y/o de edificación del entorno” (NEC-SE-CG, 2015).

$$V_b = V \cdot \sigma \quad (\text{Ec. 1})$$

Donde:

V_b : Velocidad corregida del viento en m/s.

V : Velocidad instantánea máxima del viento en m/s, registrada a 10 m de altura sobre el terreno.

- Categoría A (sin obstrucción): edificios frente al mar, zonas rurales o espacios abiertos sin obstáculos topográficos.
- Categoría B (obstrucción baja): edificios en zonas suburbanas con edificación de baja altura, promedio hasta 10m.
- Categoría C (zona edificada): zonas urbanas con edificios de altura.

Altura (m)	Sin obstrucción (Categoría A)	Obstrucción baja (Categoría B)	Zona edificada (Categoría C)
5	0.91	0.86	0.80
10	1.00	0.90	0.80
20	1.06	0.97	0.88
40	1.14	1.03	0.96
80	1.21	1.14	1.06
150	1.28	1.22	1.15

Ilustración 16. Velocidad corregida del viento y coeficientes de corrección σ

Fuente. NEC-SE-CG, 2015

2.10.2.3.3 Presión del viento

Se cree que el viento ejerce presión sobre los componentes de la fachada. Para evaluar la capacidad del elemento para resistir la fuerza del viento, se calcula una presión denominada P.

$$P = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2 \cdot c_e \cdot c_f \quad (\text{Ec. 2})$$

Donde:

P : Presión de cálculo expresada en Pa (N/m^2)

ρ : Densidad del aire expresada en (Kg/m^3), en general se puede adoptar $1.25 Kg/m^3$.

c_e : Coeficiente de entorno/altura.

c_f : Coeficiente de forma (apartado de la ilustración 17)

Construcción	Barlovento	Sotavento
Superficies verticales de edificios	+0.8	
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido del viento	+1.5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0.7	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección cuadrada o rectangular	+2.0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda los 45°	+0.8	-0.5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0.3 a 0	-0.6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0.3 a +0.7	-0.6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0.8	-0.6

Ilustración 17. Factor de forma C_f

Fuente. NEC-SE-CG, 2015

Height above Ground Level, z		Exposure		
ft	m	B	C	D
0-15	0-4.6	0.57 (0.70) ^a	0.85	1.03
20	6.1	0.62 (0.70) ^a	0.90	1.08
25	7.6	0.66 (0.70) ^a	0.94	1.12
30	9.1	0.70	0.98	1.16
40	12.2	0.76	1.04	1.22
50	15.2	0.81	1.09	1.27
60	18.0	0.85	1.13	1.31
70	21.3	0.89	1.17	1.34
80	24.4	0.93	1.21	1.38
90	27.4	0.96	1.24	1.40
100	30.5	0.99	1.26	1.43
120	36.6	1.04	1.31	1.48
140	42.7	1.09	1.36	1.52
160	48.8	1.13	1.39	1.55
180	54.9	1.17	1.43	1.58
200	61.0	1.20	1.46	1.61
250	76.2	1.28	1.53	1.68
300	91.4	1.35	1.59	1.73
350	106.7	1.41	1.64	1.78
400	121.9	1.47	1.69	1.82
450	137.2	1.52	1.73	1.86
500	152.4	1.56	1.77	1.89

Ilustración 18. Determinación simplificada del factor de forma C_e

Fuente. ASCE 7-16, pág. 218, 2016

2.10.2.4 Carga Granizo (S)

Considera la acumulación de granizo a corto plazo en la estructura, se toma en cuenta en regiones con más de 1500 metros sobre el nivel del mar.

$$S = \rho_s \cdot H_s \quad (\text{Ec. 3})$$

Donde:

ρ_s : Peso específico del granizo, en defecto 1000 (Kg/m^3)

H_s : Altura de acumulación (m)

“Para cubiertas con pendientes menores del 15%: Se debe considerar una carga de granizo mínima de 0.50 kN/m^2 ” (NEC-SE-CG,2015).

“Para cubiertas con pendientes menores del 5% Se debe considerar una carga de granizo mínima de 1.0 kN/m²” (NEC-SE-CG,2015).

<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
<small>*Para las combinaciones 3, 4 y 5: L=0.5 kN/m² si L₀≤4.8 kN/m² (excepto para estacionamientos y espacios de reuniones públicas).</small>

Ilustración 19. Combinaciones para el diseño por última resistencia

Fuente. NEC-SE-CG, 2015

Donde:

D: Carga permanente

E: Carga de sismo

L: Sobrecarga (carga viva)

L_r: Sobrecarga cubierta (carga viva)

S: Carga de granizo

W: Carga de viento

2.11 Recomendaciones de diseño de elementos estructurales

2.11.1 Columnas SRC

En este apartado se describen los enfoques de diseño sugeridos para la categoría de columna mixta SRC, basándose en las conclusiones derivadas de la investigación realizada por Carrasco, S. (2010). Se aconseja emplear el método de diseño establecido en el código ACI 318-19, dado que demostró una correlación más sólida con los resultados obtenidos en pruebas experimentales.

2.11.1.1 Diseño por compresión

En el diseño a compresión de columnas mixtas, la normativa AISC 360-16 establece criterios detallados para calcular la capacidad de carga de la columna y garantizar su estabilidad bajo cargas compresivas. Se consideran factores como las propiedades del material, las dimensiones geométricas y los límites de esbeltez para optimizar el rendimiento estructural.

$$\phi * P_{n_max} = 0,85 \cdot \phi_c \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot A_c + F_y \cdot A_s + F_{yr} \cdot A_{sr}) \quad (\text{Ec. 4})$$

Donde:

f'_c : Resistencia a la compresión del hormigón

A_c : Área del hormigón armado

A_s : Área del perfil de acero

A_{sr} : Área total de las armaduras longitudinales

F_y : Tensión de fluencia del perfil de acero

F_{yr} : Tensión de fluencia de la armadura longitudinal

ϕ_c : 0.65

La rigidez efectiva se calcula de la siguiente manera:

$$EI_{eff} = \frac{(E_c \cdot I_g / 5)}{1 + \beta_d} + E_s \cdot I_{sx} \cdot E_{sr} \cdot I_{srx} \quad (\text{Ec. 5})$$

Donde:

I_g : Área total de la columna mixta

I_{sx} : Momento de Inercia del perfil de acero en el eje fuerte

I_{srx} : Momento de Inercia proporcionado por el refuerzo longitudinal en el eje fuerte

E_c : Módulo de elasticidad del hormigón

E_s : Módulo de elasticidad del perfil de acero

E_{sr} : Módulo de elasticidad del refuerzo longitudinal

β_d : Es la relación entre la máxima fuerza axial sostenida mayorada y la máxima fuerza axial mayorada asociada con la misma combinación de carga. Cuando se desconocen las fuerzas mayoradas se puede aproximar $\beta_d = 0.6$

2.11.1.2 *Diseño por tracción*

Aunque las columnas mixtas están predominantemente sujetas a cargas compresivas, la normativa AISC 360-16 también aborda el diseño a tracción. Esto es crucial para situaciones en las que las columnas pueden estar sujetas a fuerzas de tracción, como en el caso de cargas de viento o cargas sísmicas.

Debe cumplir $\phi \cdot P_n > P_u$,

Donde:

P_u : se obtiene de las solicitaciones de tracción en la columna.

$$P_n = F_y \cdot A_s + F_{yr} \cdot A_{sr} \quad (\text{Ec.6})$$

Donde:

A_s : Área de la sección de acero

A_{sr} : Área de los refuerzos longitudinales

F_y : Tensión de fluencia del perfil de acero

F_{yr} : Tensión de fluencia de las barras longitudinales

Los factores de minoración de la resistencia son:

$$\phi_t = 0.90(LRFD); \Omega_t = 1.67 (ASD).$$

2.11.1.3 *Diseño por corte*

Se sugiere que al diseñar las columnas SRC, se tenga en cuenta tanto la resistencia del acero como la del hormigón.

Cuando se opta por considerar la resistencia del acero y se sigue el enfoque establecido en el código AISC 360-16, se requiere calcular la resistencia al corte (V_n) teniendo en cuenta la resistencia del perfil de acero incrustado y, si está presente, añadir la resistencia del refuerzo transversal al corte. (Carrasco, S, 2010).

$$V_n = V_s + V_{sv} = 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v + \frac{A_{st} \cdot F_{yr} \cdot d}{s} \quad (\text{Ec. 7})$$

Donde:

V_s : Resistencia nominal al corte del perfil de Acero (N)

V_{sv} : Resistencia nominal al corte de la armadura de confinamiento de la columna (N)

F_y : Tensión de fluencia del perfil de acero (MPa)

F_{yr} : Tensión de fluencia de la armadura de confinamiento (MPa)

A_w : Área del alma traccionada, corresponde a la altura total del alma multiplicada por el espesor de ésta ($d_s \times t_w$) (mm^2)

A_{st} : Área de la armadura de confinamiento (mm^2)

C_v : Coeficiente de corte del Alma

d : Profundidad efectiva de la sección de hormigón (mm)

s : Espaciamiento de la armadura de confinamiento (mm)

Para calcular el valor de C_v se debe tener presente lo siguiente:

- Si se considera solo la contribución del perfil embebido $C_v = 1$
- Si se considera únicamente la contribución del hormigón el C_v se calculará de la siguiente manera:

- ❖ Miembros sometidos a corte y flexión:

$$V_c = \frac{\sqrt{f'c}}{6} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Ec. 8})$$

- ❖ Miembros sometidos a compresión:

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g}\right) \cdot \frac{\sqrt{f'c}}{6} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Ec. 9})$$

- ❖ Miembros sometidos a tracción

$$V_c = 0 \quad (\text{Ec. 10})$$

- ❖ Miembros sometidos a una fuerza axial significativa

$$V_c = \left(1 + \frac{0.3 \cdot N_u}{A_g}\right) \cdot \frac{\sqrt{f'c}}{6} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Ec. 11})$$

Donde:

b_w : Anchura de la sección de hormigón.

d : Alto de la sección de hormigón.

A_g : Área de la sección total de la columna.

N_u : Carga axial negativa para tracción.

$f'c$: Resistencia a compresión del hormigón (MPa).

2.11.1.4 Restricciones geométricas:

Para las columnas mixtas de tipo SRC, se aplican las siguientes limitaciones en términos de geometría:

- El área de la sección del núcleo de acero debe ser por lo menos el 1% de la sección compuesta total. (AISC 360-16).

- La funda de concreto que rodea al núcleo de acero debe ser reforzado con barras longitudinales continuas y armaduras transversales, materializadas como estribos, ganchos o armaduras helicoidales. (AISC 360-16).
- Cuando se empleen ganchos, un mínimo de ya sea una barra No. 3 (10 mm) espaciada a un máximo de 30 cm (300 mm) entre trabas, o una barra No. 4 (13 mm) con un espaciamiento mayor de 40 cm (400 mm) entre trabas deberá ser empleado. Refuerzo de alambre deformado o soldado de área equivalente es permitido. (AISC 360-16).
- El espaciamiento máximo de ganchos laterales no debe exceder 0,5 veces la menor dimensión de la columna. (AISC 360-16).
- La cuantía mínima del refuerzo, ρ_{sr} , debe ser 0,004, donde es dado por: $\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g}$, donde: A_g = área bruta del miembro compuesto, cm^2 (mm^2) y A_{sr} = área de barras de refuerzo continuo, cm^2 (mm^2)
- AISC establece requisitos mínimos de densidad de acero, tanto estructural como de refuerzo para considerar la sección como compuesta. Si estos requisitos no se cumplen, la sección se considera simplemente como una sección de hormigón armado.

$$s \leq \min(48d_{st}, 16d_{sr}, 0.5b, 0.5d) \quad (\text{Ec. 12})$$

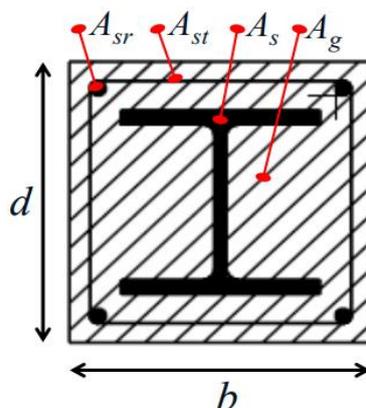


Ilustración 20. Parámetros de verificación de sección compuesta

Fuente. AISC 360-10

2.11.1.5 Agrietamiento en secciones compuestas

“La resistencia a tracción del concreto no deberá ser considerada para la determinación de la resistencia nominal de miembros compuestos por lo cual se define un valor de 1 como agrietamiento de las secciones compuestas. Los efectos por pandeo local no necesitan ser considerados para los miembros compuestos embebidos.” (AISC 360-16, Pág. 139)

2.11.2 Diseño de vigas

Mediante un criterio conservador se diseñará las vigas de la siguiente manera considerando que la relación b / h óptima será de $h = 0.5b$ y como condición extra al estar en una zona sísmica el caso de estudio la altura mínima no debe ser inferior a 25 cm.

$$Viga = \frac{\text{Longitud mas grande}}{14} \quad (\text{Ec.13})$$

2.11.3 Altura de losa de alivianamiento

La determinación de la altura de la losa de alivianamiento en una estructura se basa en varios criterios que tienen en cuenta tanto aspectos estructurales como funcionales. El criterio adoptado en este trabajo es el siguiente:

$$h_{losa} = \frac{\text{Luz mas grande}}{24} \quad (\text{Ec. 14})$$

2.12 Parámetros de análisis estático y dinámico

2.12.1 Caracterización del suelo

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en su libro de cargas sísmicas, diseño sismo resistente categoriza el suelo en 6 tipos, siendo esta clasificación aplicable a los primeros 30 metros de la superficie del terreno, a excepción del tipo F que se reserva para suelos especiales.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1 —Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, 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 >7.5 m 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 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
F6 —Rellenos colocados sin control ingenieril.		

Ilustración 21. Tipos de perfiles de suelo

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

2.12.2 Obtención zonificación sísmica y factor de zona Z

“Para los edificios de uso normal, se usa el valor de Z, que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona Z” (NEC-SE-DS, 2015).

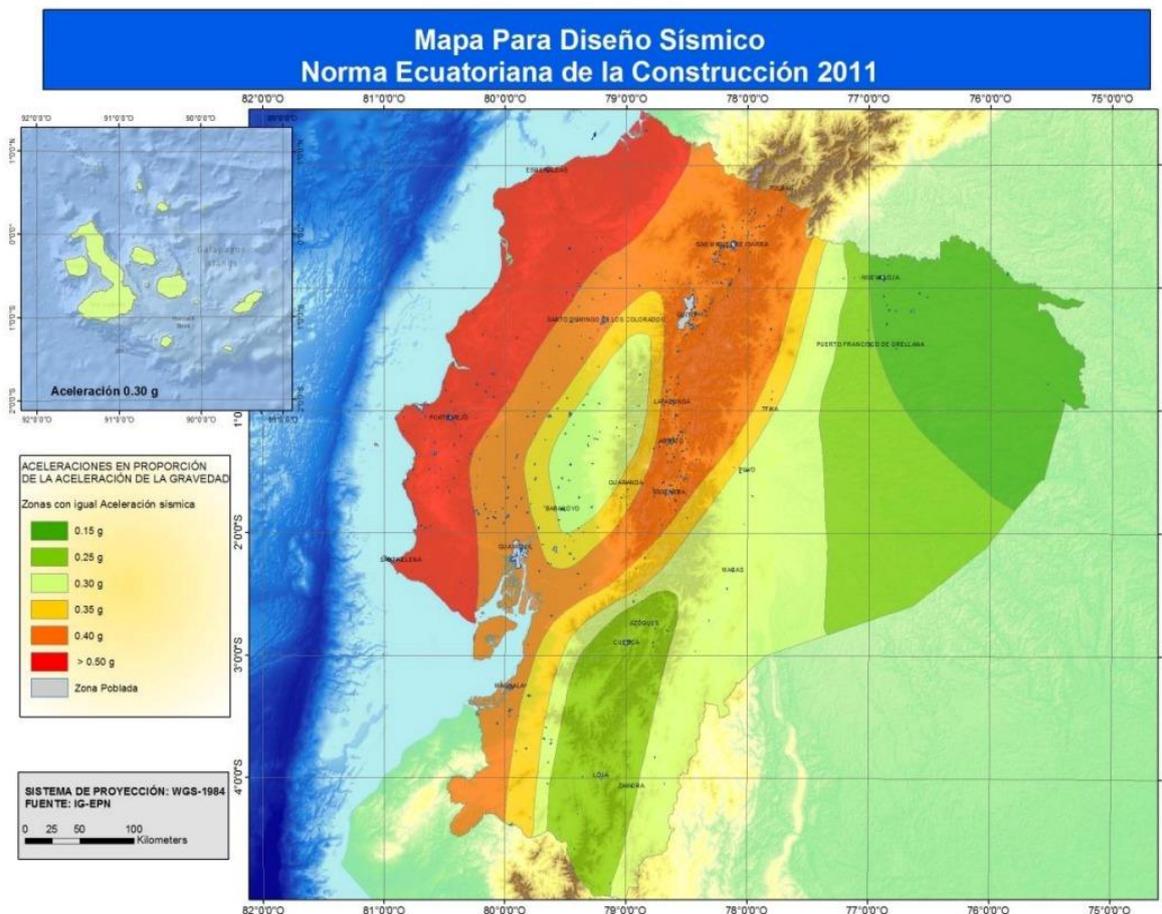


Ilustración 22. Ecuador, zonas sísmicas

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Ilustración 23. Factor Z en función de la zona sísmica

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

2.12.3 Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d , F_s

- F_a : Amplifica las ordenadas del espectro de respuesta de aceleraciones en roca.

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97

Ilustración 24. Factores de sitio F_a

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

- F_d : Amplifica las ordenadas del espectro de respuesta de desplazamientos en roca.

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D	1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5

Ilustración 25. Factores de sitio F_d

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

- F_s : Comportamiento no lineal del suelo.

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D	1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

Ilustración 26. Comportamiento no lineal del suelo

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

2.12.4 Selección de valores η y r

“ η es la razón entre la aceleración espectral en un período de 0.1 s, la normativa ecuatoriana de construcción basada en las gráficas de peligro sísmico, indican una probabilidad del 10% de excedencia en 50 años con un retorno de 475 años en roca, estos valores dependen netamente de la ubicación” (NEC-SE-DS, 2015).

- $\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),
- $\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$: Provincias del Oriente

“ r es un valor para obtener el espectro elástico de diseño cuando el período de la estructura (T) es mayor al período límite de vibración (T_c)” (NEC-SE-DS, 2015).

- $r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E
- $r = 1.5$ para tipo de suelo E.

2.12.5 Coeficiente de importancia I

“El propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño” (NEC-SE-DS, 2015).

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

Ilustración 27. Tipo de uso, destino e importancia

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

2.12.6 Factor de reducción de resistencia sísmica R

Si se planifica una estructura considerando una forma de fallo anticipada y con una adecuada capacidad de deformación, la normativa NEC posibilita la aplicación del factor R, el cual disminuye las fuerzas sísmicas empleadas para el diseño de la construcción. Esta magnitud variará según características como el tipo de estructura, el suelo, la capacidad de deformación, entre otros. Sin embargo, cuando la importancia de la edificación es superior a 1, no será apropiado utilizar el factor R.

FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SÍSMICA	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos de hormigón armado con vigas banda con muros o diagonales	7
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
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda	5
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5

Ilustración 28. Factor de reducción R, sistemas dúctiles y de ductilidad limitada

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

2.12.7 Coeficientes ϕ_P y ϕ_E (Planta y Elevación)

Las anomalías presentes en una estructura, tanto en su disposición en planta como en su configuración vertical, conducen a un comportamiento ineficiente o inusual durante un evento sísmico. Por ello, la NEC emplea coeficientes que incrementarán la carga de corte en la base según la situación que se presente. Es importante destacar que este aumento en la resistencia no corrige una respuesta inapropiada de la estructura, por lo que se sugiere evitar estas irregularidades.

“Se permitirá utilizar el procedimiento DBF únicamente en los casos en que las estructuras presentan regularidad tanto en planta como en elevación es decir cuando $\phi_P = \phi_E = 1$ ” (NEC-SE-DS, 2015).

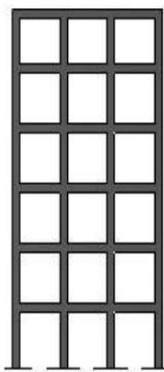
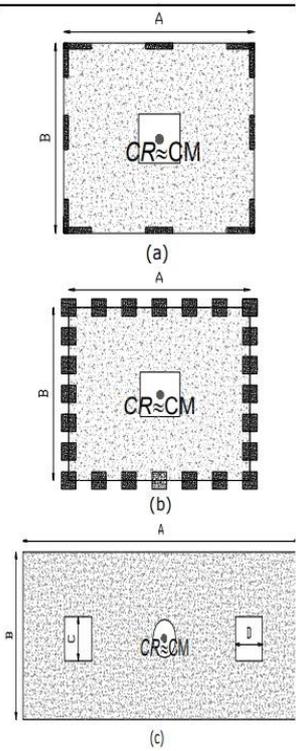
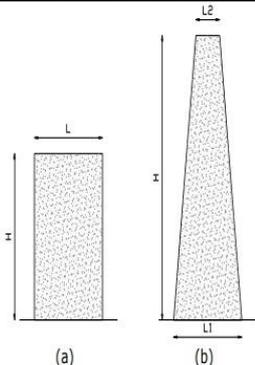
CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_{Ei}=1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_{Pi}=1$	
<p>La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporricados, es constante en todos los niveles.</p> <p>$\phi_{Ei}=1$</p>		<p>La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro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

Ilustración 29. Sistemas estructurales regulares recomendados DBF

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN		IRREGULARIDADES EN PLANTA
<p>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p>		<p>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical.</p> <p>Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p>
<p>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia. La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).</p>	<p>RESISTENCIA PISO B < 0.70 RESISTENCIA PISO C</p>	
<p>Columna corta Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>		

Ilustración 30. Sistemas estructurales irregulares

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{pt}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{pt}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{pt}=0.9$ a) $C \times D > 0.5A \times B$ b) $[C \times D + C \times E] > 0.5A \times B$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{pt}=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	

Ilustración 31. Coeficientes de irregularidad en planta

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

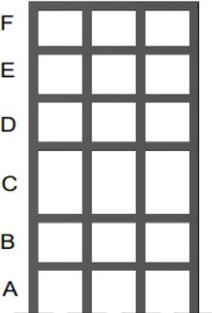
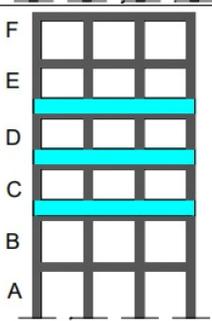
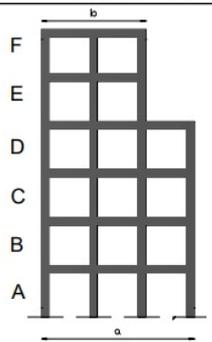
<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_E=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez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

Ilustración 32. Coeficientes de irregularidad en elevación

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

“En caso de estructuras irregulares, se debería privilegiar el uso del DBD: Diseño basado en desplazamientos” (NEC-SE-DS, 2015).

2.12.8 Periodos límites de vibración T_o y T_c

Estos periodos son fundamentales para el análisis y diseño sísmico de estructuras, ya que permiten determinar la respuesta ante las fuerzas sísmicas de diseño.

T_o : Periodo fundamental inicial de vibración, representa la duración de una oscilación completa del sistema.

T_c : Periodo fundamental final de vibración, indica el tiempo necesario para que el sistema alcance su máxima respuesta bajo las fuerzas sísmicas específicas.

Estos periodos son esenciales para establecer la rigidez, la capacidad de disipación de energía y el comportamiento global de la estructura.

$$T_o = 0,1 * F_s * \frac{F_d}{F_a} \quad (\text{Ec. 15})$$

$$T_c = 0,55 * F_s * \frac{F_d}{F_a} \quad (\text{Ec. 16})$$

Donde:

T_c : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

F_s : Coeficiente de amplificación de suelo.

F_d : Coeficiente de amplificación de suelo.

2.12.9 Carga sísmica reactiva (W)

Debemos calcular la carga reactiva experimentada por la estructura durante un evento sísmico. Esta carga se establecerá como equivalente a la suma de la carga muerta total de la estructura. Sin embargo, en el caso de estructuras destinadas al almacenamiento o bodegas tendrán condiciones especiales.

$$W = D \text{ (general)} \quad (\text{Ec. 17})$$

$$W = D + 0.25 L \text{ (bodegas)} \quad (\text{Ec.18})$$

2.12.10 Secciones agrietadas

En el caso de estructuras de hormigón armado se debe precautelar el uso de este tipo de secciones agrietadas de la siguiente manera.

- 0.5 I_g para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable)
- 0.8 I_g para columnas
- 0.6 I_g para muros estructurales

2.12.11 Período de vibración (T)

Mediante la siguiente ilustración podemos aproximar el valor del periodo de vibración de la estructura, donde influye el parámetro “hn” referente a la altura de la estructura desde su base.

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (\text{Ec. 19})$$

Donde:

T: Período fundamental de vibración de la estructura.

C_t y α: Coeficiente que depende del tipo de edificio.

h_n: Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

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 rigidizadoras	0.047	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.049	0.75

Ilustración 33. Fórmula y parámetros de cálculo del periodo de vibración T

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

2.12.12 Espectro de diseño por aceleraciones Sa(T)

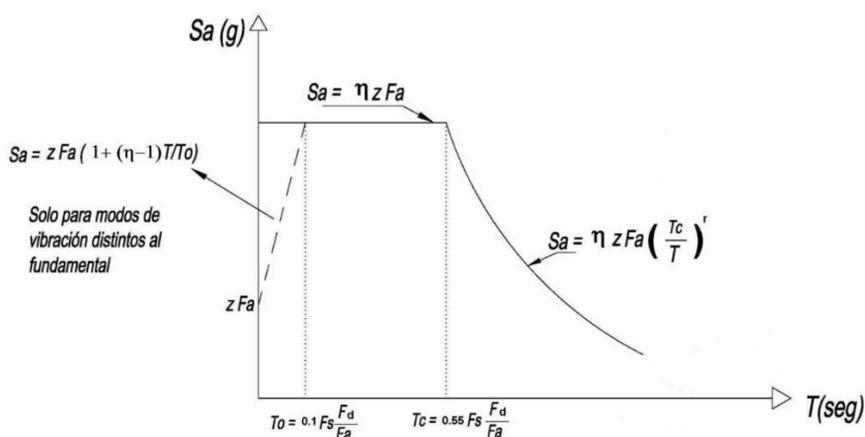


Ilustración 34. Determinación del espectro de respuesta

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

“El espectro de respuesta por aceleraciones, se escoge dependiendo de los factores establecidos anteriormente, como el tipo de suelo, los coeficientes F_a , F_d , F_s y la zona sísmica donde está ubicado la edificación” (NEC-SE-DS, 2015).

$$S_a = \eta * z * F_a ; \text{ para } 0 \leq T \leq T_c \quad (\text{Ec. 20})$$

$$S_a = \eta * z * F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r ; \text{ para } T > T_c \quad (\text{Ec. 21})$$

Donde:

S_a : Espectro de respuesta elástica de las aceleraciones. Viene determinado por el periodo o modo de vibración de la estructura.

η : Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1 s$) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

2.13 Análisis estático

Este tipo de análisis es fundamental en el diseño y la verificación de edificaciones, puentes, torres y otras estructuras para asegurar que cumplan con los criterios de seguridad, eficiencia y funcionalidad requeridos.

El objetivo principal del análisis estático es determinar las reacciones, deformaciones, esfuerzos y desplazamientos que experimentará una estructura bajo la acción de las fuerzas y cargas aplicadas. Estas fuerzas pueden incluir su propio peso, carga muerta, cargas vivas, cargas de viento, entre otras.

2.13.1 Determinación del cortante basal

El cortante basal es el resultado de la distribución de las fuerzas laterales que actúan sobre una estructura, transmitiéndose desde la parte superior hasta la base, donde se encuentran los cimientos. Este fenómeno es especialmente crucial en zonas sísmicas, donde las cargas sísmicas pueden generar movimientos laterales significativos que deben ser contrarrestados por la estructura.

$$V = \frac{I Sa}{R \phi_P \phi_E} \quad (\text{Ec. 22})$$

Donde:

V : Coeficientes de configuración en planta y elevación.

I : Coeficientes de configuración en planta y elevación.

R : Coeficientes de configuración en planta y elevación.

$\phi_P \phi_E$: Coeficientes de configuración en planta y elevación.

2.13.2 Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales

La normativa ecuatoriana de construcción nos da parámetros extras estudiando la dinámica de la estructura en estos casos.

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2

Ilustración 35. Valores determinación factor K

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

2.13.3 Distribución horizontal del cortante basal

“El cortante de piso V_x debe distribuirse entre los diferentes elementos del sistema resistente a cargas laterales en proporción a sus rigideces, considerando la rigidez del piso. En sistema de pisos flexibles, la distribución del cortante de piso hacia los elementos del sistema resistente se realizará tomando en cuenta aquella condición. La masa de cada nivel debe considerarse como concentrada en el centro de masas del piso, pero desplazada de una distancia igual al 5% de la máxima dimensión del edificio en ese piso, perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas laterales bajo consideración, con el fin de tomar en cuenta los posibles efectos de torsión accidental, tanto para estructuras regulares como para estructuras irregulares” (NEC-SE-DS, 2015).

2.13.4 Momentos torsionales horizontales y torsión accidental

Momentos ocasionados por las excentricidades de las cargas laterales de diseño de los pisos superiores considerando un valor adicional de torsión accidental

$$Ax = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2 \delta_{prom}} \right)^2 \quad (\text{Ec. 23})$$

Donde:

Ax : Factor de amplificación torsional.

δ_{prom} : Promedio de desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel x .

δ_{max} : Valor del desplazamiento máximo en el nivel x .

“Cuando existe irregularidad torsional (coeficiente de regularidad en planta), los efectos deben ser considerados incrementando la torsión accidental en cada nivel mediante un factor de amplificación torsional Ax el cual no deberá ser superior a 3” (NEC-SE-DS, 2015).

2.14 Análisis dinámico

“Para el análisis dinámico se empleará el espectro de respuesta de aceleraciones inelásticas presentado anteriormente, para estudiar un posible comportamiento de la edificación bajo un sismo de diseño. Se utilizará la combinación modal CQC, debido a que esta se basa en un acoplamiento estadístico entre modos similares provocados por un amortiguamiento, evitando que estos se superpongan” (Guerra Marcelo, 2015).

2.14.1 Efectos de segundo orden e índice de estabilidad

“Los efectos $P-\Delta$ resultan de efectos de segundo orden que aumentan las fuerzas internas y los momentos, a menudo de manera significativa. El factor de estabilidad Q_i es la proporción entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden. Para calcular este factor de

estabilidad en una dirección específica y en un determinado nivel de un edificio” (NEC-SE-DS, 2015).

$$Q_i = \frac{P_i \cdot \Delta_i}{V_i \cdot h_i} \quad (\text{Ec. 24})$$

Donde:

Q_i : Índice de estabilidad del piso i , es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

P_i : Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i .

Δ_i : Deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso.

V_i : Cortante sísmico del piso i .

h_i : Altura del piso i considerado.

“Si Q_i es mayor que 0.30, la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse, si el índice es menor a 0.1, no se consideraran los efectos P- Δ ” (NEC-SE-DS, 2015).

En caso de estar dentro del rango necesitamos usar un factor de mayoración.

$$f_{p-\Delta} = \frac{1}{1-Q_i} \quad (\text{Ec. 25})$$

Donde:

$f_{p-\Delta}$: Factor de mayoración.

Q_i : Índice de estabilidad del piso i , es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

2.14.2 Control de derivas de piso permitidas

“Se llevará a cabo un control de las deformaciones, esto se logrará calculando las máximas desviaciones inelásticas en cada nivel del edificio. El diseñador tendrá la responsabilidad de asegurarse de que la estructura exhiba deformaciones inelásticas controlables, lo que resultará en una mejora sustancial del diseño conceptual. Los valores

máximos para estas deformaciones se han establecido considerando que se utilizará secciones agrietadas” (NEC-SE-DS, 2015).

$$\Delta_m = 0.75 \cdot R \cdot \Delta_E \quad (\text{Ec.26})$$

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Ilustración 36. Fórmula derivas de piso y límites máximos permitidos

Fuente. NEC-SE-DS, 2015

2.14.3 Corrección del cortante

La correcta estimación del cortante en estructuras de hormigón armado es esencial para garantizar su respuesta adecuada ante cargas laterales, tales como sismos o vientos. buscando mejorar la precisión de los resultados y proporcionar un marco más confiable para el diseño estructural.

La metodología se basa en la revisión crítica de las técnicas existentes para la determinación del cortante en estructuras, seguida de la implementación de mejoras en el modelo de análisis en ETABS. Se presta especial atención a los parámetros que influyen en la distribución del cortante basal, incluyendo la rigidez de los elementos, la masa de la estructura y las condiciones de apoyo.

TABLE: Base Reactions				
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY
			kN	kN
SX	LinStatic		-994,6576	0
SY	LinStatic		0	-994,6576
Espectro X	LinRespSpec	Max	784,7992	0,000001691
Espectro Y	LinRespSpec	Max	0,000002211	784,7992

Ilustración 37. Ejemplo de cálculo para corrección del cortante

Fuente. Etabs 2021

$$\frac{\text{Espectro } X}{SX} = 80 \% \quad (\text{Ec. 27})$$

Una vez realizada la Ec.27 y no cumplir con el parámetro del 80%, se debe multiplicar el cortante indicado en el software ETABS por el valor resultante del factor de corrección.

2.15 Cimentaciones

La estabilidad y resistencia de cualquier estructura edificada son intrínsecamente ligadas a la efectividad de su sistema de cimentación. Las cimentaciones, como elementos fundamentales de la ingeniería civil, desempeñan un papel crucial al transferir las cargas estructurales desde la edificación hasta el suelo de soporte. Este marco teórico se sumerge en la comprensión profunda de las cimentaciones y examina detenidamente diversos tipos, abarcando desde las cimentaciones más convencionales hasta aquellas diseñadas para enfrentar desafíos específicos.

2.15.1 Fundamentos de Cimentaciones

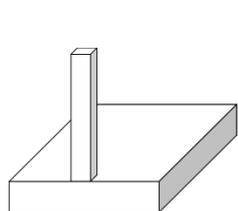
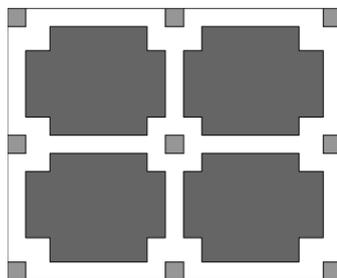
Las cimentaciones, en su esencia, buscan distribuir las cargas de una estructura de manera uniforme sobre el suelo subyacente. En este contexto, las cimentaciones se clasifican principalmente en dos categorías: superficiales y profundas. Las cimentaciones superficiales, como las zapatas y losas, transfieren las cargas directamente al suelo de apoyo, mientras que las cimentaciones profundas, como pilotes y pilas, penetran más allá de las capas superficiales del suelo para alcanzar estratos más resistentes.

2.15.2 Tipos de Cimentaciones Superficiales

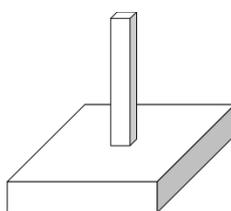
2.15.2.1 Zapatas

Elementos estructurales que distribuyen las cargas de la columna sobre un área más extensa del suelo, ya sea a través de zapatas aisladas, corridas o combinadas.

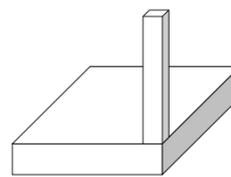
- ✓ Cimentaciones Aisladas: Diseñadas para soportar cargas de columnas individuales, estas cimentaciones minimizan la interacción entre columnas vecinas.



Z. de medianería



Z. Interior



Z. de esquina

Ilustración 38 Tipos de cimentación aislada

Fuente Vazquez, E. (2009), *Estudios Geotécnicos y Cimentaciones DB SE-C*, recuperado de: *Tipología de estructuras de cimentación y de retención*.

- ✓ Cimentaciones Corridas: Extendidas a lo largo de la estructura para distribuir cargas de varias columnas.
- ✓ Cimentaciones Combinada: Son elementos de cimentación que incorporan características tanto de las zapatas aisladas como de las zapatas corridas.

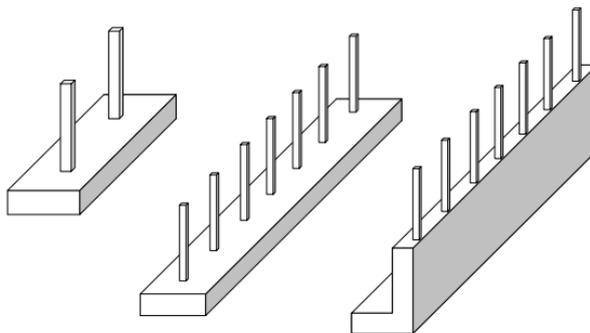


Ilustración 39 Cimentación corrida y combinada

Fuente Vazquez, E. (2009), *Estudios Geotécnicos y Cimentaciones DB SE-C*, recuperado de: *Tipología de estructuras de cimentación y de retención*.

2.15.2.2 *Losas*

Cimentaciones planas que se extienden bajo toda la superficie de la estructura, adecuadas para edificaciones de baja carga y suelos homogéneos.

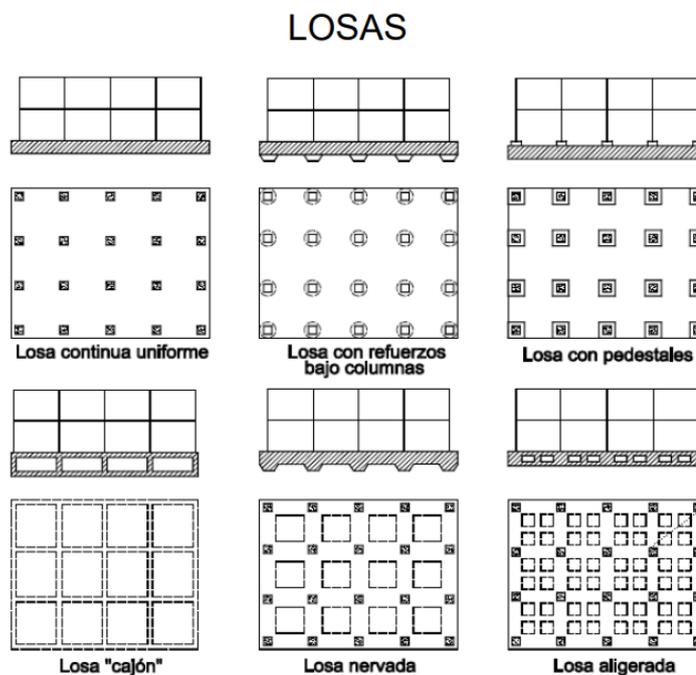


Ilustración 40 Tipos de losas de cimentación

Fuente Vazquez, E. (2009), Estudios Geotécnicos y Cimentaciones DB SE-C, recuperado de: Tipología de estructuras de cimentación y de retención.

2.15.3 *Tipos de Cimentaciones Profundas:*

2.15.3.1 *Pilotes*

Elementos cilíndricos o prismáticos que se hincan en el suelo para transmitir cargas a capas más profundas.

2.15.3.2 *Pilas*

Cilindros verticales, similares a los pilotes, pero con una mayor sección transversal, diseñados para soportar cargas axiales y laterales.

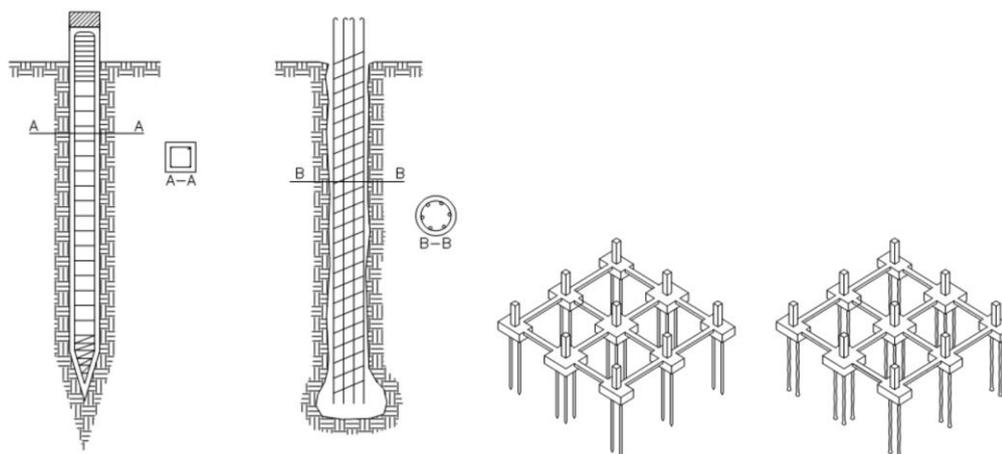


Ilustración 41 Tipos de cimentación profunda

Fuente Vazquez, E. (2009), *Estudios Geotécnicos y Cimentaciones DB SE-C*, recuperado de: *Tipología de estructuras de cimentación y de retención*.

2.16 Diseño zapata aislada

2.16.1 Cargas de servicio y cargas últimas

Las cargas de servicio son las cargas normales y previsible que actúan sobre una estructura durante su uso regular. Las cargas últimas son las cargas máximas que se esperan que actúen sobre la estructura durante su vida útil. Estas cargas representan situaciones extremas o condiciones de diseño que podrían ocurrir de manera poco frecuente, como cargas sísmicas, cargas de viento extremas, o cargas máximas de ocupación.

$$P_s = P_{CM} + P_{CV} \quad (\text{Ec. 28})$$

$$P_u = 1,2 P_{CM} + 1,6 P_{CV} \quad (\text{Ec. 29})$$

Donde:

P_s : Carga de servicio.

P_u : Carga última.

P_{CM} : Carga muerta.

P_{CV} : Carga viva.

$$M_u = M_{CM} + M_{CV} \quad (\text{Ec. 30})$$

$$M_u = 1,2 M_{CM} + 1,6 M_{CV} \quad (\text{Ec. 31})$$

Donde:

M_s : Momento de servicio.

M_u : Momento último.

M_{CM} : Momento carga muerta.

M_{CV} : Momento carga viva.

2.16.2 Área de fundación

El área de la fundación de una zapata es la superficie sobre la cual se distribuye la carga de la estructura que descansa sobre esa zapata específica.

$$AF = \frac{Pu}{\sigma_{adm}} \quad (\text{Ec. 32})$$

Donde:

AF : Área de fundación.

σ_{adm} : Esfuerzo admisible del suelo.

2.16.3 Dimensiones zapata

$$B = L = \sqrt{AF} \quad (\text{Ec. 33})$$

Donde:

B : Ancho zapata.

L : Largo zapata.

2.16.4 Excentricidad

La excentricidad de una zapata se refiere a la distancia entre el centro de gravedad de la carga que la zapata soporta y el centro geométrico de la base de la zapata.

$$e = \frac{M_s}{P_s} \quad (\text{Ec. 34})$$

$$\text{Condición: } e < \frac{L}{6}$$

Donde:

e : Excentricidad

2.16.5 Revisión de esfuerzos y esfuerzo último

La revisión de esfuerzos en una zapata aislada es una parte fundamental del diseño estructural para garantizar que la zapata pueda soportar las cargas y momentos aplicados sin exceder los límites permisibles de resistencia.

$$\sigma_{rs} = \frac{Ps}{A_{plinto}} \quad (\text{Ec. 35})$$

$$q = \sigma_{rs} \times \left(1 \pm \frac{6e}{L_{opuesto}}\right) \quad (\text{Ec. 36})$$

$$q_u = \frac{Pu}{AF} \times \left(1 \pm \frac{6e}{L_{opuesto}}\right) \quad (\text{Ec. 37})$$

Donde:

σ_{rs} : Esfuerzo real del suelo.

A_{plinto} : Área de la zapata.

$L_{opuesto}$: Lado opuesto de la zapata.

2.16.6 Cortante 1 y 2

El esfuerzo cortante en una zapata aislada es la fuerza que actúa perpendicularmente a la longitud de la zapata y que tiende a cortar la sección transversal. El cálculo del esfuerzo cortante es esencial para asegurar que la zapata pueda resistir estas fuerzas laterales.

$$V_{u1} = \left(\frac{q_{u1} + q'1}{2}\right) \times L1 \times a \quad (\text{Ec. 38})$$

$$V_{u2} = \left(\frac{q_{u2} + q'2}{2}\right) \times L2 \times b \quad (\text{Ec. 39})$$

2.16.7 Esfuerzo real de corte 1 y 2

El esfuerzo real de corte en una zapata aislada es la fuerza real que actúa en la sección transversal de la zapata y que tiende a cortarla. Este esfuerzo se debe al equilibrio de fuerzas y momentos que actúan en la zapata, especialmente en la interfaz entre la zapata y el suelo de apoyo.

$$\sigma_{rc1} = \frac{V_{u1}}{\phi \times L_{opuesto} \times d} \quad (\text{Ec. 40})$$

$$\sigma_{rc2} = \frac{V_{u2}}{\phi \times L_{opuesto} \times d} \quad (\text{Ec. 41})$$

Donde:

d : Altura de la zapata (valor asumido)

ϕ : 0.75

2.16.8 Esfuerzo admisible a corte

El esfuerzo admisible a corte en una zapata aislada es el valor máximo permitido de esfuerzo cortante que la zapata puede experimentar antes de que se considere inseguro.

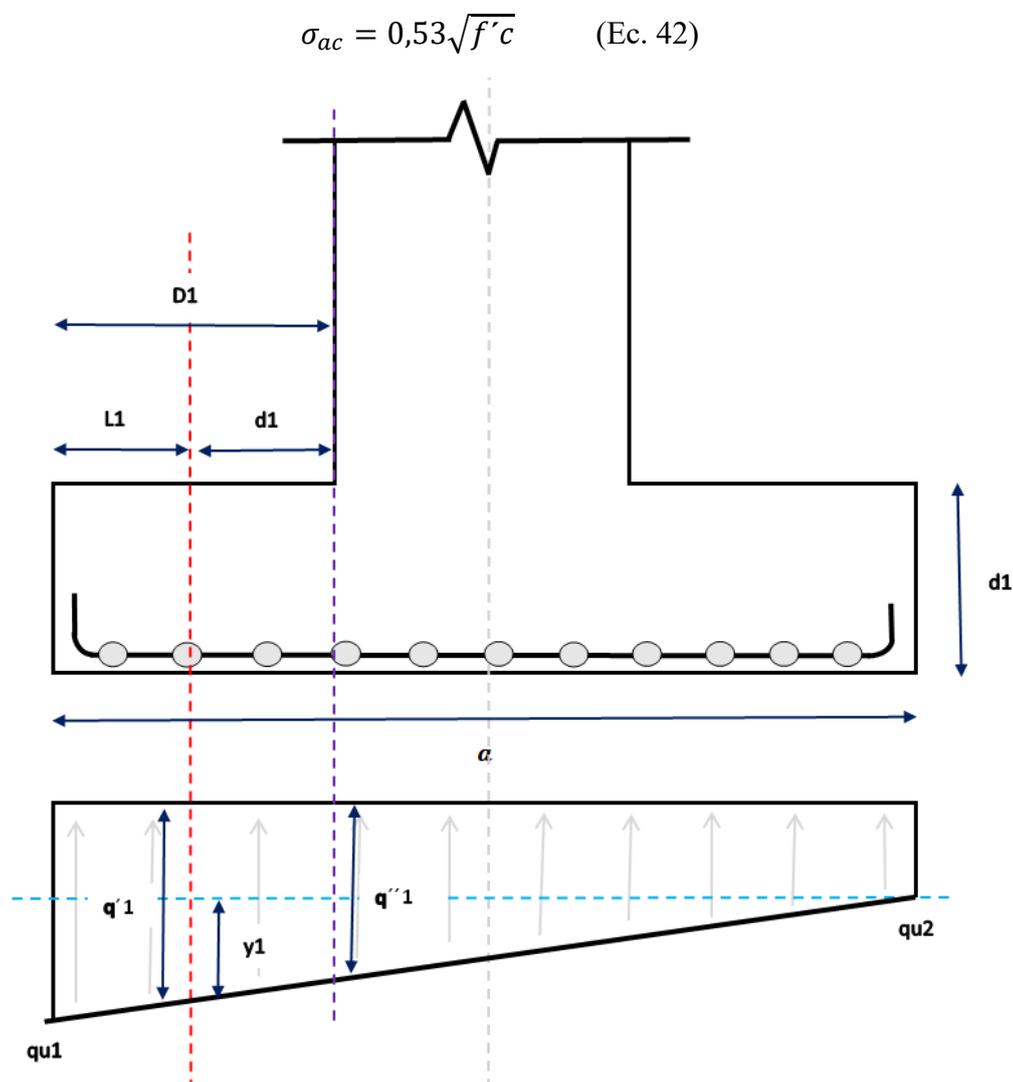


Ilustración 42. Esquema zapata vista frontal

Fuente Excel de autoría propia

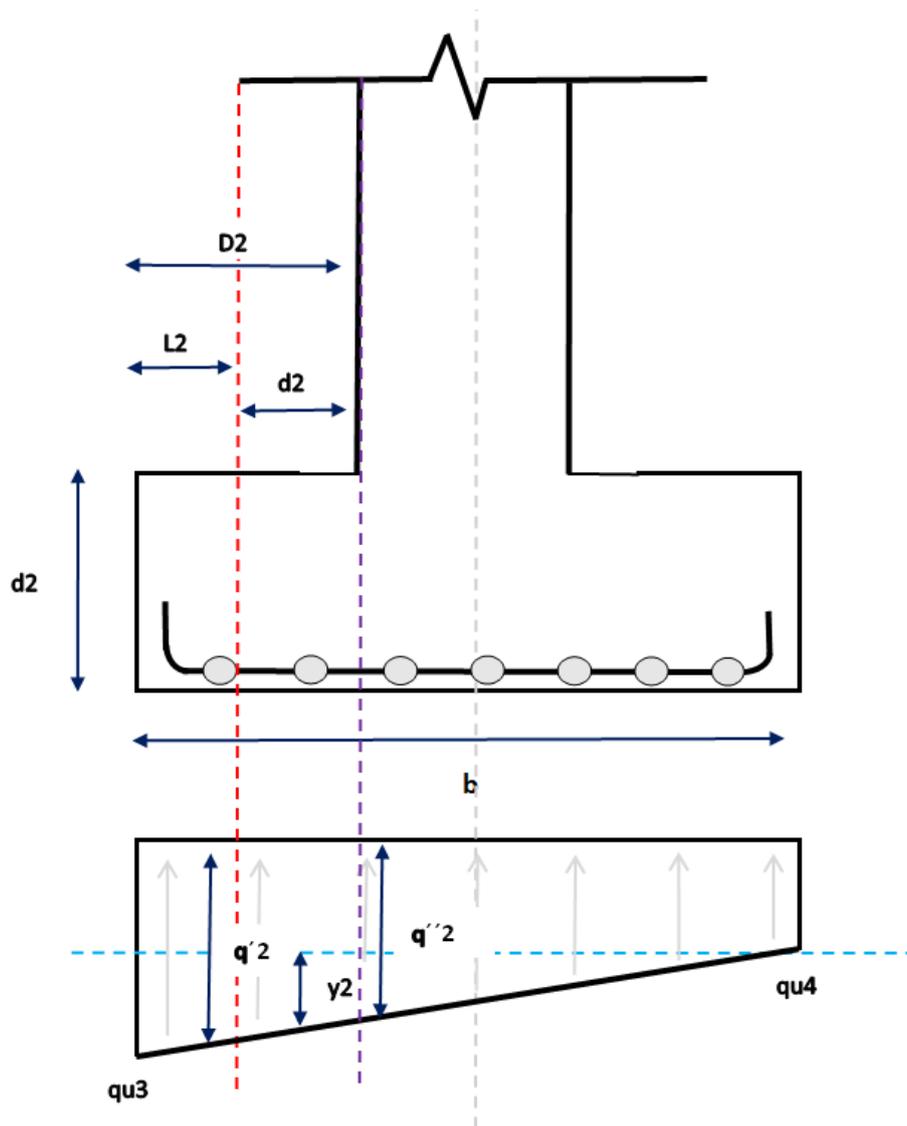


Ilustración 43. Esquema zapata vista lateral

Fuente Excel de autoría propia

2.16.9 Perímetro de punzonamiento

El perímetro de punzonamiento en una zapata aislada se refiere a la longitud de la línea alrededor del perímetro de la zapata a una distancia determinada desde el punto de aplicación de una carga puntual.

$$p = \left(\frac{d}{2} + a + \frac{d}{2}\right) \times 2 + \left(\frac{d}{2} + b + \frac{d}{2}\right) \times 2 \quad (\text{Ec. 43})$$

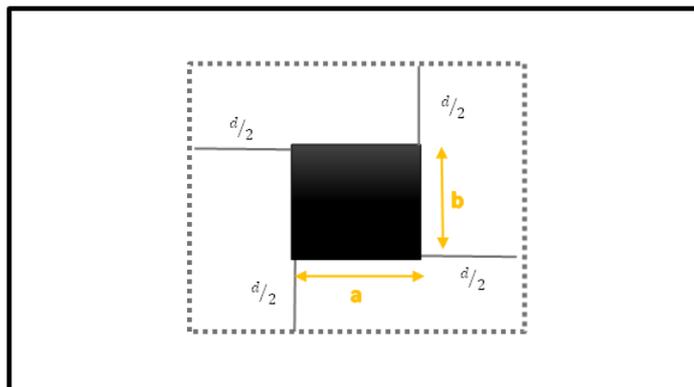


Ilustración 44. Esquema zapata vista en planta

Fuente Excel de autoría propia

2.16.10 Esfuerzo real de punzonamiento

El esfuerzo real de punzonamiento en una zapata se refiere a la fuerza por unidad de área que actúa en la interfaz entre la zapata y el suelo, específicamente alrededor del perímetro de la carga puntual.

$$\sigma_{rp} = \frac{P_u}{\phi \times p \times d} \quad (\text{Ec. 44})$$

2.16.11 Esfuerzo admisible de punzonamiento

El esfuerzo admisible de punzonamiento en una zapata se refiere al valor máximo permitido del esfuerzo que actúa en la interfaz entre la zapata y el suelo alrededor del perímetro de la carga puntual.

$$\sigma_{ap} = 1,06\sqrt{f'c} \quad (\text{Ec. 45})$$

2.16.12 Momento o flexión

El momento o flexión en una zapata se refiere a la tendencia de la zapata a flexionarse bajo la acción de cargas aplicadas.

$$M_{u1} = \left(\frac{qu_1 + q''_1}{2} \right) \quad (\text{Ec. 46})$$

$$M_{u2} = \left(\frac{qu_3 + q''_2}{2} \right) \quad (\text{Ec. 47})$$

2.16.13 *Cuantía*

La cuantía en una zapata es una relación que representa la proporción de refuerzo de acero con respecto al área total de la sección transversal de la zapata.

$$\rho_1 = 0,85 \times \frac{f'_c}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{u1}}{0,85 \times 0,9 \times f'_c \times L_{opuesto1} \times d^2}} \right]$$

(Ec. 49)

$$\rho_2 = 0,85 \times \frac{f'_c}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{u2}}{0,85 \times 0,9 \times f'_c \times L_{opuesto2} \times d^2}} \right]$$

(Ec. 50)

2.16.14 *Cuantía mínima*

La cuantía mínima en una zapata se refiere al valor mínimo de la relación entre el área total de refuerzo de acero y el área de la sección transversal de la zapata.

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} \quad (\text{Ec. 51})$$

2.16.15 *Área de acero*

El área de acero en una zapata se refiere a la cantidad total de acero de refuerzo utilizada en la sección transversal de la zapata para proporcionar resistencia adicional a las fuerzas de flexión y cortante.

$$A_{s1} = \rho \times L_{opuesto1} \times d \quad (\text{Ec. 52})$$

$$A_{s2} = \rho \times L_{opuesto2} \times d \quad (\text{Ec. 53})$$

III.MODELACIÓN

3.1 Datos generales del proyecto

Los arquetipos de diseño están situados en el norte de la ciudad de Quito. La altura entre cada piso será de 3 metros. Estas estructuras tienen una disposición regular tanto en su distribución en planta como en elevación. Cada arquetipo consta de cuatro ejes en ambos sentidos (horizontal y vertical), con luces de 4 metros.

Diseñaremos el arquetipo 1 que consta de: 4 pisos con luces de 4 metros con pórticos resistentes a momento de hormigón armado y el arquetipo 3, de 4 pisos con luces de 4 metros, pero sus elementos estructurales sujetos a flexo compresión estarán constituidos de hormigón armado y perfiles laminados en caliente completamente embebidos, estos arquetipos diseñados serán igualados en sus porcentajes de derivas para su comparación estructural y presupuestaria.

El arquetipo 2 y el arquetipo 4 será ajustado a la nueva malla de diseño que sería de luces de 6 metros cambiando sus características de diseño en los elementos estructurales siempre y cuando sean necesarias mediante una revisión exhaustiva del cumplimiento de la normativa y su seguridad estructural.

3.2 Estructuración del arquetipo 1

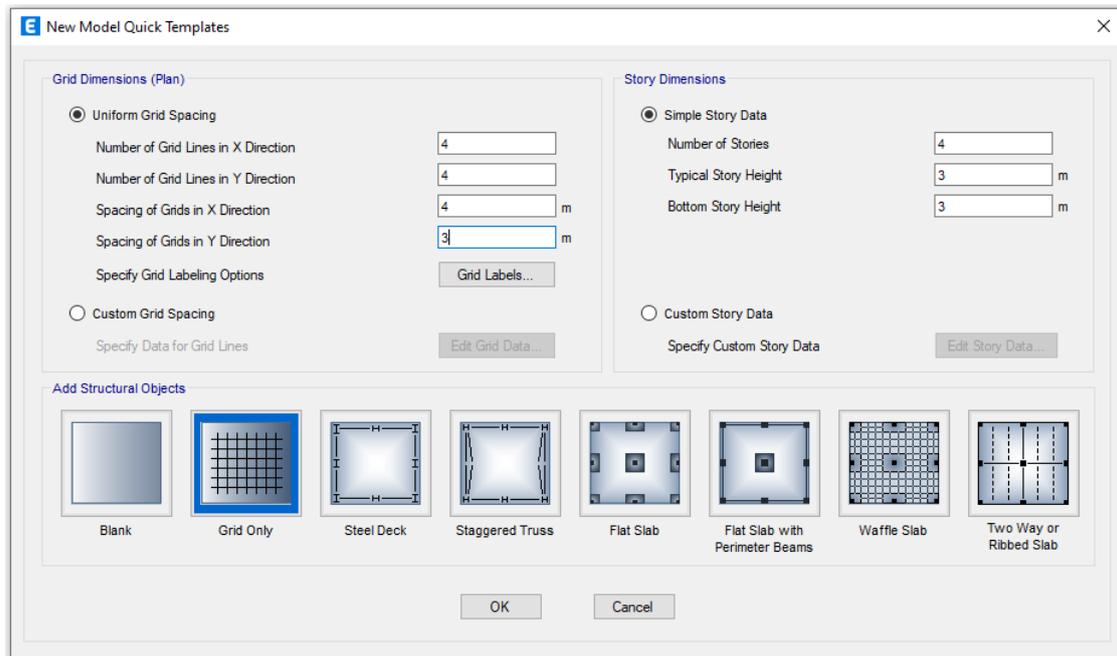


Ilustración 45. Parámetros de grid

Fuente. Etabs 2021

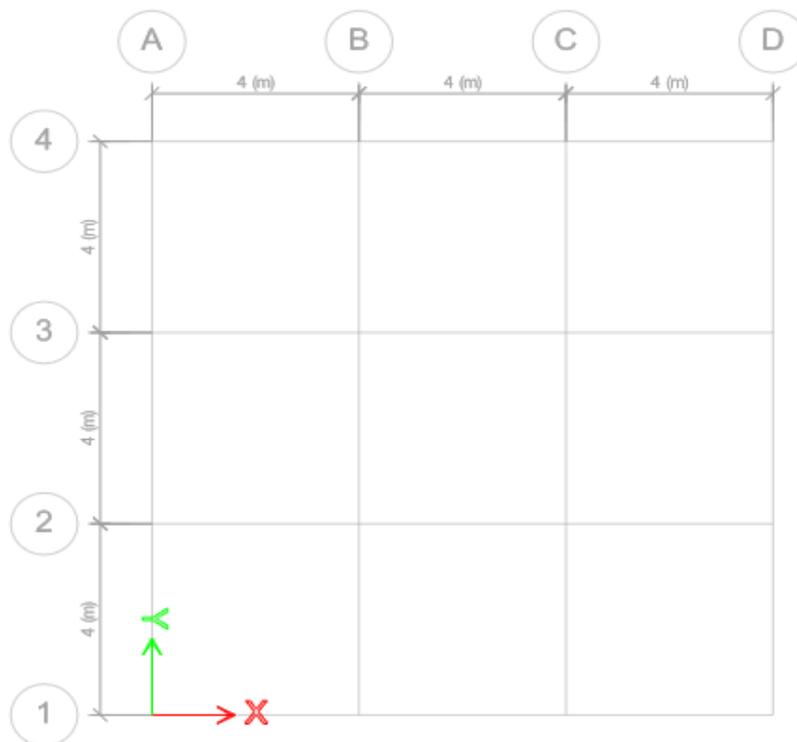


Ilustración 46. Formulación en planta del proyecto ejes X y Y

Fuente. Etabs 2021

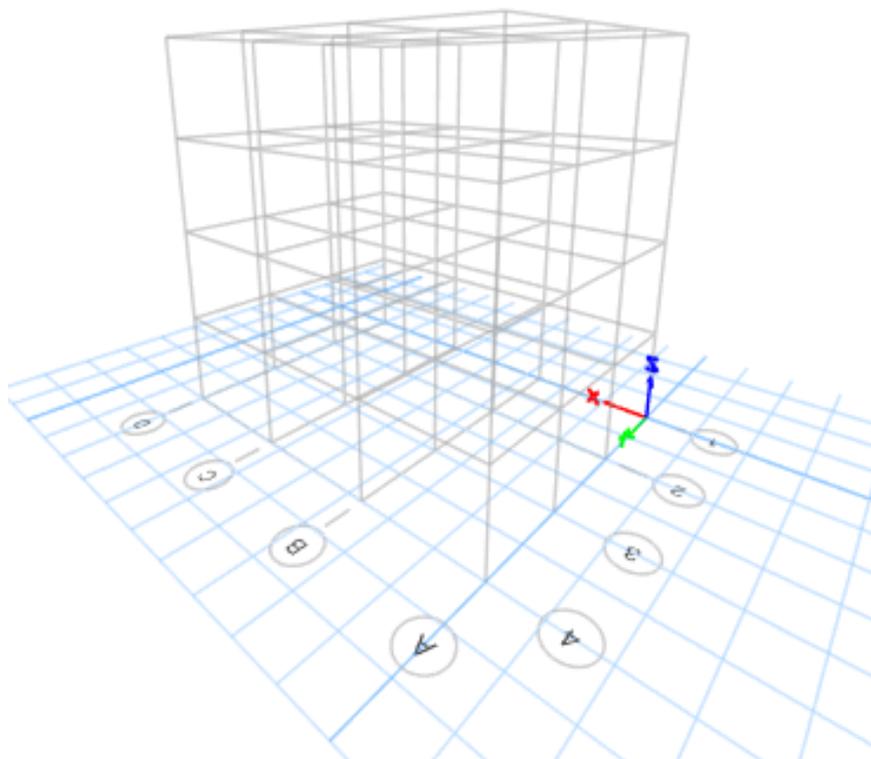


Ilustración 47. Formulación en elevación del proyecto

Fuente. Etabs 2021

3.2.1 Materiales

El material utilizado para columnas y para vigas será un hormigón armado de un $f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$. En el diseño estructural, es común utilizar una fórmula empírica para estimar el módulo de elasticidad del hormigón a partir de su resistencia a la compresión. Una de las ecuaciones más utilizadas es la siguiente: $E = 12400 \sqrt{f'_c}$

Donde:

E : es el módulo de elasticidad del hormigón en megapascales.

f'_c : es la resistencia característica a la compresión del hormigón en megapascales.

Es importante destacar que esta fórmula empírica se basa en datos promedio y no tiene en cuenta todas las variables que pueden influir en el módulo de elasticidad del hormigón. Además, su precisión puede variar según las características específicas del hormigón utilizado.

The screenshot shows a software interface for defining material properties. It is divided into three main sections: General Data, Material Weight and Mass, and Mechanical Property Data.

- General Data:** Material Name is 'Hormigon 240', Material Type is 'Concrete', Directional Symmetry Type is 'Isotropic', and there are buttons for 'Change...' and 'Modify/Show Notes...'.
- Material Weight and Mass:** 'Specify Weight Density' is selected. Weight per Unit Volume is 2,4028 tonf/m³ and Mass per Unit Volume is 0,245014 tonf-s²/m⁴.
- Mechanical Property Data:** Modulus of Elasticity, E is 1920999,7 tonf/m²; Poisson's Ratio, U is 0,2; Coefficient of Thermal Expansion, A is 0,0000099 1/C; Shear Modulus, G is 800416,54 tonf/m².

Ilustración 48. Propiedades del hormigón

Fuente. Etabs 2021

3.2.2 Carga permanente

Las cargas permanentes están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales que actúan en permanencia sobre la estructura. Son elementos tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura.

CARGA PERMANENTE		
Paredes	0,15	T/m2
Acabados	0,1	T/m2
Instalaciones	0,1	T/m2
Paredes	0,15	T/m2
Acabados	0,1	T/m2
Instalaciones	0,1	T/m2
Total	0,35	T/m2
CP	0,35	T/m2

Ilustración 49. Valores cargas permanentes

Fuente. Etabs 2021

Por otro lado, en la cubierta solo se tomará en cuenta la carga por instalaciones, ya que es una cubierta inaccesible.

$$CP \text{ cubierta} = 0, 10 \text{ Ton/m}^2$$

3.2.3 Carga viva

A la hora de diseñar una estructura. La carga viva, también llamada sobrecargas de uso, que se utilizara en el cálculo depende de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos, y otras. Detalladas en la ilustración 15 de este documento.

CARGA VIVA		
CV	0,20	T/m2

Ilustración 50. Valores carga viva

Fuente. Excel de autoría propia

3.2.4 Combinaciones de carga

Para las combinaciones de carga tomaremos las referenciadas de la combinación para el diseño por última carga de la norma NEC (Cargas No Sísmicas), detalladas en la ilustración 16 de este documento.

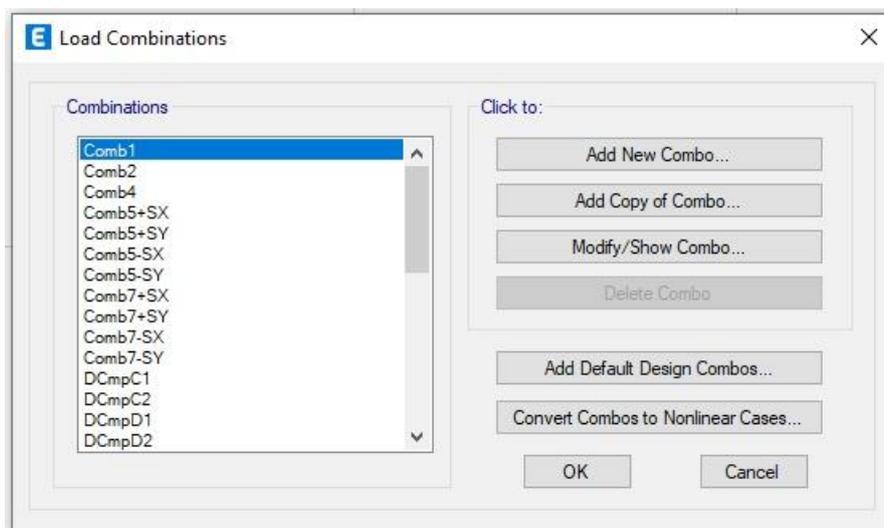
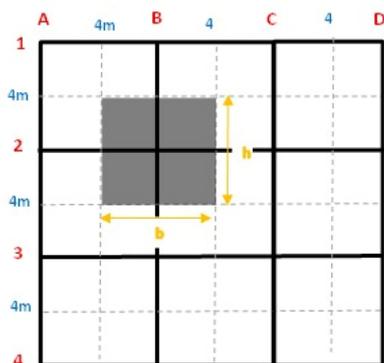


Ilustración 51. Combinaciones de carga

Fuente. Etabs 2021

3.2.5 Parámetros de predimensionamiento de elementos estructurales (arquetipo 1 y 3)

DATOS GENERALES:			
PLANTAS DEL EDIFICIO:	Plantas=	4	pisos
CARGA MUERTA:	CM=	0,35	T/m ²
CARGA VIVA:	CV=	0,20	T/m ²
RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN:	f'c=	240	kg/cm ²
ESFUERZO DE FLUENCIA DEL ACERO:	f _y =	4200	kg/cm ²



k	f'c
20	210
19	240
18	280
16	350

Área cooperante	(Ac)
-----------------	------

b=	4	m
h=	4	m

Ac	=	16	m ²
----	---	----	----------------

Carga de diseño última

$$W_u = 1,2 CM + 1,6 CV$$

W _u =	0,74	T/m ²
------------------	------	------------------

$$P_u = W_u \times \#pisos \times Ac$$

P _u =	47,36	T
------------------	-------	---

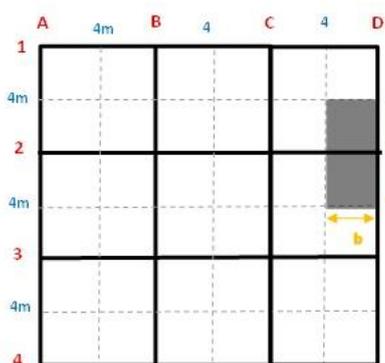
Dimensión de columnas

$$AG = P_u \times k$$

AG=	899,84	cm ²
AG=	0,09	m ²

a=	0,35	m	
b=	0,35	m	
AG=	a x b =	0,12	m ²

OK



k	f'c
20	210
19	240
18	280
16	350

Área cooperante	(Ac)
-----------------	------

b=	2	m
h=	4	m

Ac	=	8	m ²
----	---	---	----------------

Carga de diseño última

$$W_u = 1,2 CM + 1,6 CV$$

W _u =	0,74	T/m ²
------------------	------	------------------

$$P_u = W_u \times \#pisos \times Ac$$

P _u =	23,68	T
------------------	-------	---

Dimensión de columnas

$$AG = P_u \times k$$

AG=	449,92	cm ²
AG=	0,045	m ²

a=	0,35	m	
b=	0,35	m	
AG=	a x b =	0,12	m ²

OK

Ilustración 52. Parámetros de diseño de elementos a flexo compresión

Fuente. Excel de autoría propia

Dimensión de vigas					
$b \text{ viga} = \frac{\text{Longitud mas grande (eje x)}}{14}$			$h \text{ viga} = \frac{\text{Longitud mas grande (eje y)}}{14}$		
(Ec.12)					
b viga=	0,3	m	h viga=	0,3	m
Altura losa de alivianamiento					
$h \text{ losa} = \frac{\text{Luz mas grande}}{14}$			(Ec.13)		
h losa=	0,2	m			

Ilustración 53. Parámetros de diseño de vigas y altura de losa

Fuente. Excel de autoría propia

3.2.6 Parámetros de predimensionamiento de elementos estructurales (arquetipo 2 y 4)

b=	6	m	
h=	6	m	
Ac	=	36	m ²
Carga de diseño última			
$W_u = 1,2 \text{ CM} + 1,6 \text{ CV}$			
W_u=	0,74	T/m ²	
$P_u = W_u \times \# \text{pisos} \times A_c$			
P_u=	106,56	T	
Dimensión de columnas			
$AG = P_u \times k$			
AG=	2024,64	cm ²	
AG=	0,20	m ²	
a=	0,45	m	
b=	0,45	m	
AG=	a x b =	0,20	m ²
			OK

k	f'c
20	210
19	240
18	280
16	350

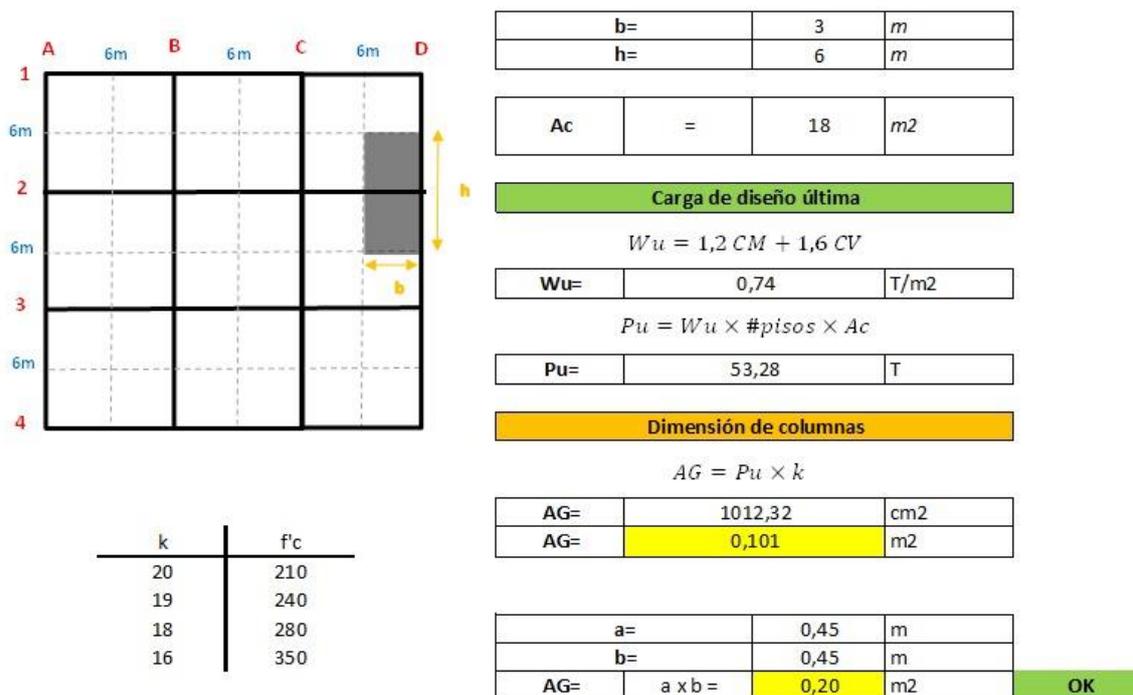


Ilustración 54. Parámetros de diseño de elementos sujetos a flexo compresión

Fuente. Excel de autoría propia



Ilustración 55. Parámetro de diseño de losa y vigas

Fuente. Excel de autoría propia

3.2.7 Cargas de diseño

Se ingresará una carga permanente de 0.35 Ton/m² y una carga viva de 0.2 Ton/m² en el piso 1, 2, 3 y, por otro lado, en la cubierta la carga permanente ingresada es de 0.1 Ton/m² y una carga viva de 0.07 Ton/m².

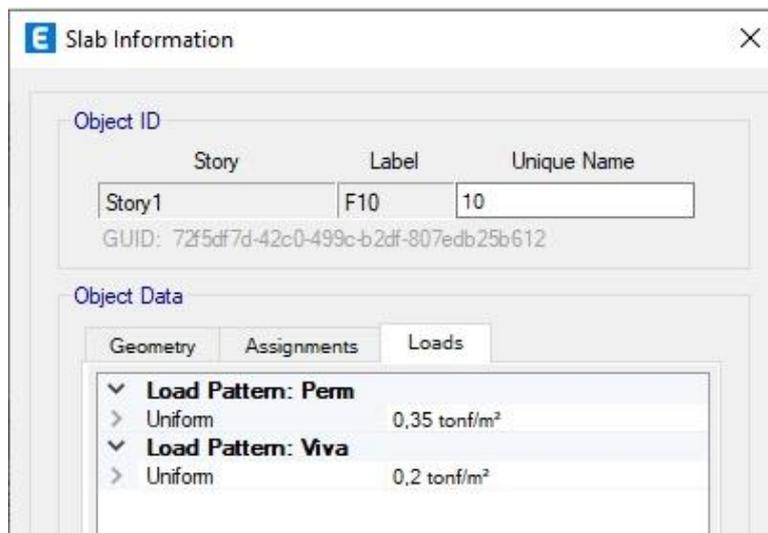


Ilustración 56. Cargas de diseño piso 1,2,3 arquetipo 1,2,3,4

Fuente. Etabs 2021

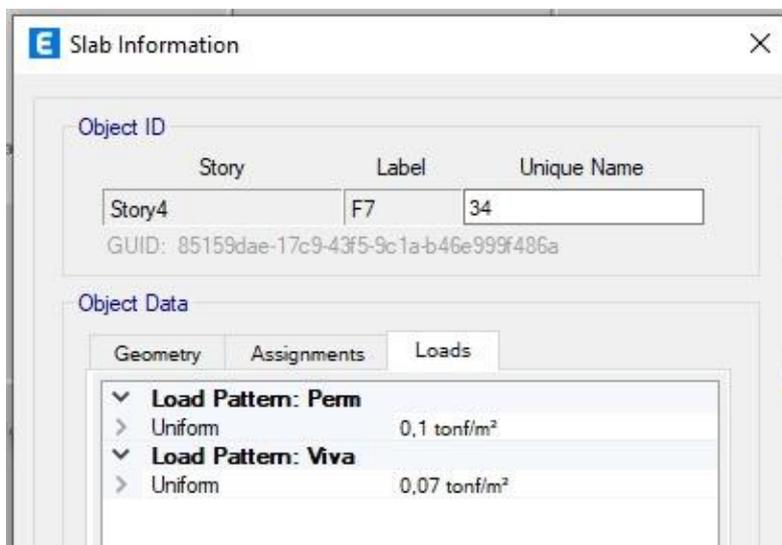


Ilustración 57. Cargas de diseño en cubierta arquetipo 1,2,3,4

Fuente. Etabs 2021

3.2.8 Cortante basal y espectro de diseño

1) FACTOR DE ZONA SISMICA

No. Pisos=	4
Elija la parroquia=	CALDERON (CARAPUNGO)
Provincia	PICHINCHA
Z=	0,4
Zona sismica=	V
Peligro sismico=	Alta

2) FACTOR DE IMPORTANCIA

Elija el tipo de uso=	Otras estructuras
I=	1

3) TIPO DE SUELO

Elija perfil de suelo tipo=

4) CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

Elija configuración estructural=

Ct=	0,055
α=	0,9

Altura máxima de la estructura hn= m

5) PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN

$$T = C_t h_n^\alpha$$

$$T = \text{input } 0,5148 \text{ seg}$$

6) CÁLCULO DE ACELERACIÓN

$$T_o = 0,1 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0,55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

Fa=	1,2
Fd=	1,19
Fs=	1,28
To=	0,13 seg
Tc=	0,70 seg

$$S_a = \eta * z * F_a \rightarrow \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta * z * F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \rightarrow \text{para } T \geq T_c$$

n=

r=	1,000
Sa=	1,190

7) FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SÍSMICA

Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas

$$R = 6,00$$

8) CONFIGURACIÓN DE ELEVACIÓN

Altura de entrepiso constante, dimensión del muro constante o varía proporcionalmente

$$\phi_e = 1,00$$

9) CONFIGURACIÓN EN PLANTA

El centro de rigidez es semejante al centro de masa

$$\phi_p = 1,00$$

10) CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL

$$V = \frac{I S a}{R \phi_p \phi_e}$$

$$W = 1 \text{ Ton}$$

$$V = 0,1984 \text{ Ton}$$

11) VALOR K

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

T	K
$T < 0,5$	1
$0,5 - T - 2,5$	1,007
$T > 2,5$	2

$$K = 1,0074$$

12) ANALISIS ESTÁTICO LINEAL

Resumen de datos:	
Ubicación=	CALDERON (CARAPUNGO)
Provincia=	PICHINCHA
Z=	0,4
Zona sísmica=	V
Peligro sísmico=	Alta
Tipo de suelo=	D
Fa=	1,2
Fd=	1,19
Fs=	1,28
To=	0,13
Tc=	0,70
n=	2,480
r=	1,000
ϕ_e =	1,000
ϕ_p =	1,000
Sa=	1,190
R=	6,000

Espectro elástico		Espectro inelástico		Espectro elástico		Espectro inelástico	
T	Sa	T	Sa	T	Sa	T	Sa
0	1,1904	0	0,1984	1,55	0,5361664	1,55	0,089361067
0,05	1,1904	0,05	0,1984	1,6	0,5194112	1,6	0,086568533
0,1	1,1904	0,1	0,1984	1,65	0,503671467	1,65	0,083945244
0,15	1,1904	0,15	0,1984	1,7	0,4888576	1,7	0,081476267
0,2	1,1904	0,2	0,1984	1,75	0,47489024	1,75	0,079148373
0,25	1,1904	0,25	0,1984	1,8	0,461698844	1,8	0,076949807
0,3	1,1904	0,3	0,1984	1,85	0,449220497	1,85	0,074870083
0,35	1,1904	0,35	0,1984	1,9	0,437398905	1,9	0,072899818
0,4	1,1904	0,4	0,1984	1,95	0,426183549	1,95	0,071030591
0,45	1,1904	0,45	0,1984	2	0,41552896	2	0,069254827
0,5	1,1904	0,5	0,1984	2,05	0,405394107	2,05	0,067565685
0,55	1,1904	0,55	0,1984	2,1	0,395741867	2,1	0,065956978
0,6	1,1904	0,6	0,1984	2,15	0,386538567	2,15	0,064423095
0,65	1,1904	0,65	0,1984	2,2	0,3777536	2,2	0,062958933
0,7	1,1872256	0,7	0,197870933	2,25	0,369359076	2,25	0,061559846
0,75	1,108077227	0,75	0,184679538	2,3	0,36132953	2,3	0,060221588
0,8	1,0388224	0,8	0,173137067	2,35	0,353641668	2,35	0,058940278
0,85	0,9777152	0,85	0,162952533	2,4	0,346274133	2,4	0,057712356
0,9	0,923397689	0,9	0,153899615	2,45	0,339207314	2,45	0,056534552
0,95	0,874797811	0,95	0,145799635	2,5	0,332423168	2,5	0,055403861
1	0,83105792	1	0,138509653	2,55	0,325905067	2,55	0,054317511
1,05	0,791483733	1,05	0,131913956	2,6	0,319637662	2,6	0,053272944
1,1	0,7555072	1,1	0,125917867	2,65	0,313606762	2,65	0,052267794
1,15	0,722659061	1,15	0,120443177	2,7	0,30779923	2,7	0,051299872
1,2	0,692548267	1,2	0,115424711	2,75	0,30220288	2,75	0,050367147
1,25	0,664846336	1,25	0,110807723	2,8	0,2968064	2,8	0,049467733
1,3	0,639275323	1,3	0,106545887	2,85	0,29159927	2,85	0,048599878
1,35	0,615598459	1,35	0,102599743	2,9	0,286571697	2,9	0,047761949
1,4	0,5936128	1,4	0,098935467	2,95	0,281714549	2,95	0,046952425
1,45	0,573143393	1,45	0,095523899	3	0,277019307	3	0,046169884
1,5	0,554038613	1,5	0,092339769				

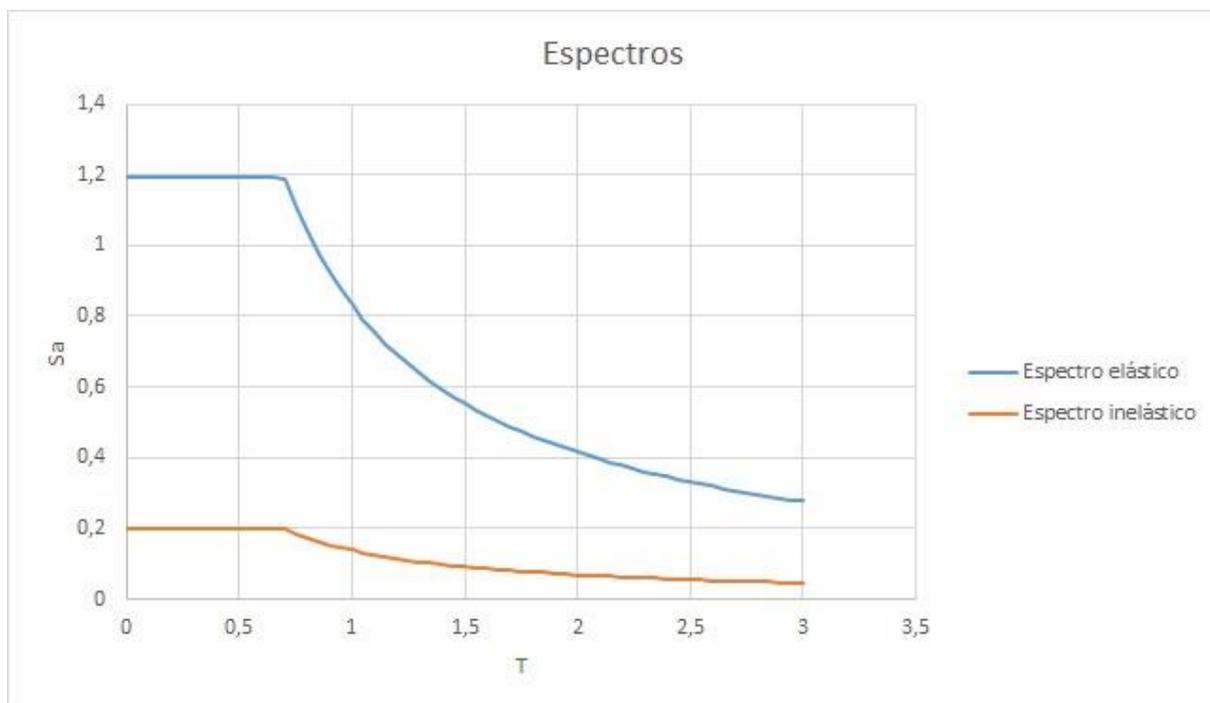


Ilustración 58. Cálculo manual de cortante basal y espectro de diseño

Fuente. Excel de autoría propia

3.2.9 Criterios de verificación

3.2.9.1 Estructuración del arquetipo

La estructuración de arquetipos o modelos de esta disertación se enfoca en la creación y análisis sistemático de 4 casos de estudio. Se realiza el diseño de secciones de los arquetipos permitiendo comprender y comparar patrones que emergen en diversas situaciones de análisis contribuyendo a un enfoque más preciso y eficiente en la toma de decisiones a la hora de buscar las mejores opciones de construcción.

3.2.9.2 Lista de materiales

La lista de materiales generada por el software ETABS es un recurso fundamental que resume de manera detallada los componentes necesarios para la construcción de una estructura modelada. Identifica y especifica las vigas, columnas, losas y muros presentes en el modelo estructural. La lista detalla dimensiones, longitudes, pesos y propiedades materiales de cada componente.

3.2.9.3 Verificación y corrección del cortante

La corrección y verificación del cortante en una estructura es un paso fundamental para garantizar la precisión y confiabilidad de los resultados obtenidos durante el análisis estructural. El cortante, es la fuerza interna que actúa en una estructura y puede causar desplazamientos laterales, debe ser correctamente evaluado y ajustado, las normativas y códigos de diseño estructural establecen criterios específicos para la resistencia y estabilidad de las estructuras. La corrección y verificación del cortante aseguran que la estructura cumpla con estos requisitos.

3.2.9.4 Derivas elásticas

Las derivas elásticas representan una medida esencial para evaluar el comportamiento de una estructura sometida a cargas sísmicas. Este fenómeno se refiere a las deformaciones laterales proporcionadas por el análisis elástico de una estructura ante la acción de fuerzas

sísmicas, sin llegar a alcanzar el estado plástico. La comprensión de las derivas elásticas es fundamental para diseñar estructuras resistentes y seguras, especialmente en regiones propensas a actividades sísmicas. Son expresadas como la relación entre el desplazamiento lateral y la altura de la estructura.

3.2.9.5 Derivas inelásticas

Las derivas inelásticas representan un componente del análisis sísmico. Estas derivas reflejan las deformaciones laterales que una estructura experimenta cuando entra en el rango plástico durante eventos sísmicos. Las derivas indican deformaciones permanentes en la estructura. Su comprensión y evaluación son fundamentales para diseñar estructuras resistentes y para cuantificar los niveles de daño potencial durante eventos sísmicos significativos.

3.2.9.6 Máximos desplazamientos

Estos desplazamientos representan las deformaciones máximas toleradas por la estructura bajo cargas sísmicas, Las normativas y códigos de diseño sísmico proporcionan pautas específicas sobre los máximos desplazamientos permitidos. Estas normativas varían y establecen criterios para garantizar que las edificaciones sean capaces de resistir cargas sísmicas sin sufrir daños inaceptables.

3.2.9.7 Pesos

La tabla desglosa los pesos transmitidos a la base según los diferentes elementos estructurales, como vigas, columnas, losas y muros. Proporciona una visión detallada de la contribución de cada componente a la carga total de la estructura.

3.2.9.8 Periodo

Presenta los periodos modales correspondientes a cada modo de vibración de la estructura. Estos representan las formas características en las que la estructura responde a las cargas dinámicas. Junto con los periodos modales, la tabla incluye información sobre las

torsiones asociadas a cada modo. Las torsiones modales indican la rotación de la estructura alrededor de su eje vertical, y son críticas para evaluar la distribución de momentos torsionales en la estructura.

3.2.9.9 Centro de masa y rigidez

Presenta las coordenadas de los centros de masa en las direcciones X, Y y Z. Estos valores representan el punto donde se concentra la masa total en cada dirección. La tabla proporciona información sobre los centros de rigidez en cada dirección. Estos centros indican los puntos alrededor de los cuales la estructura es más rígida y son esenciales para el análisis torsional.

3.2.9.10 Verificación de armado en vigas

Los cálculos manuales sirven como una forma de validar los resultados obtenidos a través de software. Al realizar verificaciones independientes, se asegura que no haya errores en las entradas del modelo o en las salidas del software, esta verificación se realiza mediante el ingreso de fórmulas manuales en Excel que nos permite únicamente cambiar los datos necesarios dentro de la planilla para validar resultados de armados mediante el uso de datos fundamentales como lo son el momento y la fuerza última del pórtico analizado.

$$\rho = 0,85 \times \frac{f'_c}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0,85 \times 0,9 \times f'_c \times b \times d^2}} \right] \quad (\text{Ec. 54})$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = 0.0033 \quad (\text{Ec. 55})$$

$$As = \rho \times b \times d \quad (\text{Ec. 56})$$

3.2.9.11 Verificación de armado en columnas

Esta verificación se realiza mediante tablas de cuantías para diagramas de interacción adoptadas del libro de Marcelo Romo, dando como resultados en algunos casos que la cuantía sea menor a la cuantía mínima requerida por normativa, siendo esta una pauta para utilizar dicha cuantía para dimensionar el armado de columnas, posterior a este paso, se verifica con la tabla

obtenida en Etabs para saber si el armado diseñado en el software tiene similitud a los armados calculados manualmente.

$$\frac{Mu}{\hat{f}_c \times b \times t^2} \quad (\text{Ec. 57})$$

$$\frac{Pu}{\hat{f}_c \times b \times t} \quad (\text{Ec. 58})$$

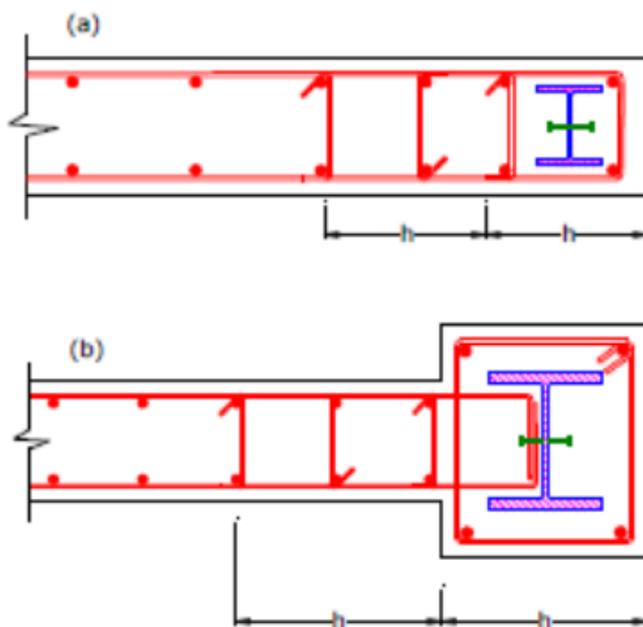


Ilustración 59. Diagramas de armado de estribos en columnas compuestas, mecanismo de acción conjunta

Fuente. Diseño avanzado en acero IEG3230, M. Medalla

3.2.9.12 Diagramas de interacción

Los diagramas de interacción de columnas son herramientas gráficas utilizadas para visualizar y evaluar la capacidad de carga de columnas. Estos diagramas representan la interacción entre los esfuerzos axiales y los momentos flexionantes en una columna, muestra la forma y dimensiones de la sección transversal de la columna. Puede ser circular, cuadrada o rectangular. Este esquema proporciona información sobre la geometría de la columna y la distribución del acero longitudinal de refuerzo. siendo la curva la que representa la capacidad de carga máxima de la columna y el punto encontrado en el interior de la curva garantiza que dicho elemento estructural soporta las cargas reales a las que está sometida la columna.

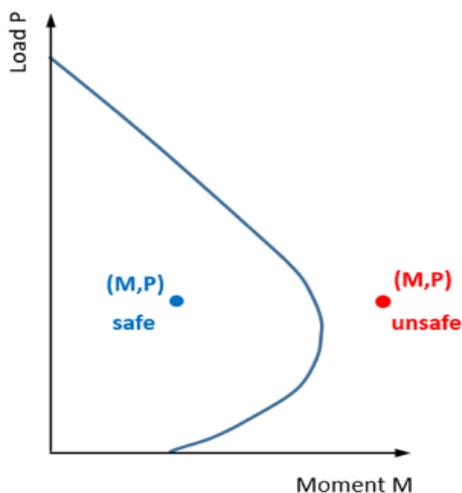


Ilustración 60. Ejemplificación correcta de resultados de un diagrama de interacción

Fuente. Romo, M. (2008), componentes del hormigón

➤ Columnas de hormigón armado

$$\epsilon_s \max = \frac{f_y}{E_s} \quad (\text{Ec. 59})$$

- $\epsilon_s < \epsilon_s \max$

$$f_s = E_s \times \epsilon_s \quad (\text{Ec. 60})$$

- $\epsilon_s > \epsilon_s \max$

$$f_s = f_y \quad (\text{Ec. 61})$$

- Fuerza de compresión del hormigón

$$C_c = 0.85 \times f'_c \times b \times h \quad (\text{Ec. 62})$$

- Fuerza de compresión del acero

$$P = A_s \times f_s \quad (\text{Ec. 63})$$

- Ecuaciones definidas por diagrama de interacción

$$P_1 = C_c + P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 \quad (\text{Ec. 64})$$

$$P_2 = C_c + P_1 + P_2 + P_3 + P_4 - P_5 \quad (\text{Ec. 65})$$

$$P_3 = C_c + P_1 + P_2 + P_3 - P_4 - P_5 \quad (\text{Ec. 66})$$

$$P_4 = C_c + P_1 + P_2 - P_3 - P_4 - P_5 \quad (\text{Ec. 67})$$

$$P_5 = C_c + P_1 - P_2 - P_3 - P_4 - P_5 \quad (\text{Ec. 68})$$

- Carga nominal

$$P_n = \sum P_{1,2,3,4,5} \quad (\text{Ec. 69})$$

- Momento nominal

$$Mn = (Cc \times 0) + \left(P1 \times \left(\frac{d}{2} \right) \right) + \left(P2 \times \left(\frac{d}{4} \right) \right) - (P3 \times 0) - \left(P4 \times \left(\frac{d}{4} \right) \right) - \left(P5 \times \left(\frac{d}{2} \right) \right)$$

(Ec. 70)

- Cargas y momentos últimos modificados

$$\phi = 0.70$$

$$\phi * Pu \quad (\text{Ec. 71})$$

$$\phi * Mu \quad (\text{Ec. 72})$$

$$\phi = 0.90$$

$$\phi * Pu \quad (\text{Ec. 73})$$

$$\phi * Mu \quad (\text{Ec. 74})$$

➤ **Columnas compuestas**

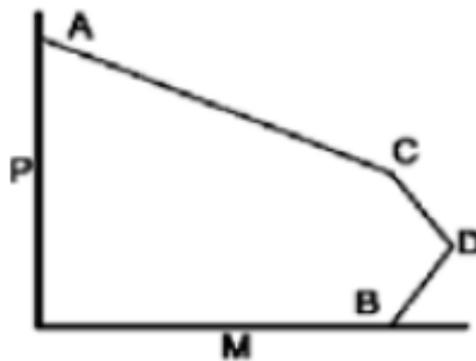


Ilustración 61. Diagrama de interacción de columnas compuestas

Fuente. AISC 360-16

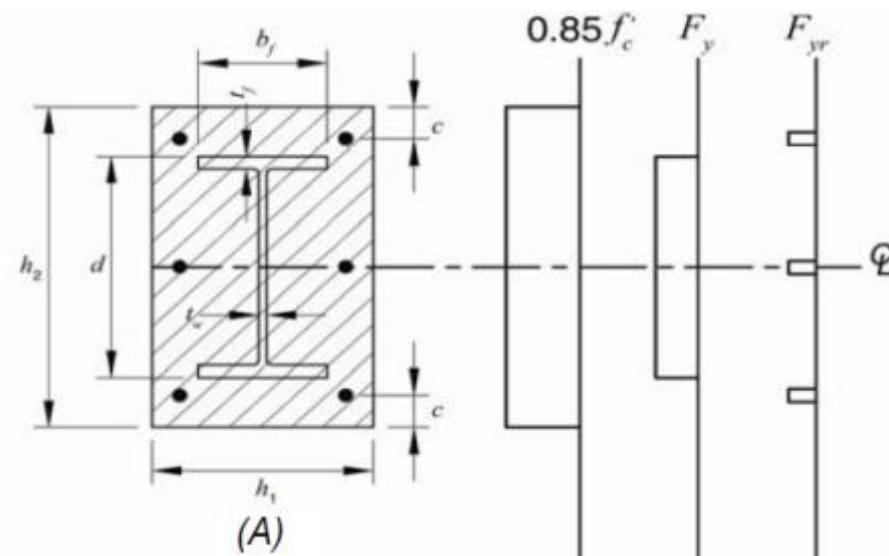


Ilustración 62. Punto A

Fuente. AISC 360-16

$$P_A = A_S \times F_y + A_{Sr} \times F_{yr} + 0.85 \times f'_c \times A_C \quad (\text{Ec. 75})$$

$$M_A = 0 \quad (\text{Ec. 76})$$

$$A_C = h_1 \times h_2 - A_S - A_{Sr} \quad (\text{Ec. 77})$$

Donde:

A_S : Área del perfil acero.

A_{Sr} : Área del perfil acero.

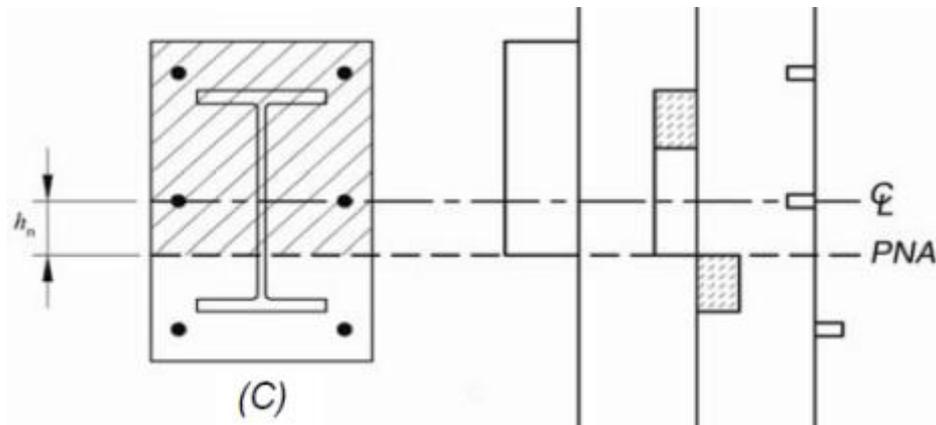


Ilustración 63. Punto B

Fuente. AISC 360-16

$$P_C = 0.85 \times f'_c \times A_C \quad (\text{Ec. 78})$$

$$M_C = M_B \quad (\text{Ec. 79})$$

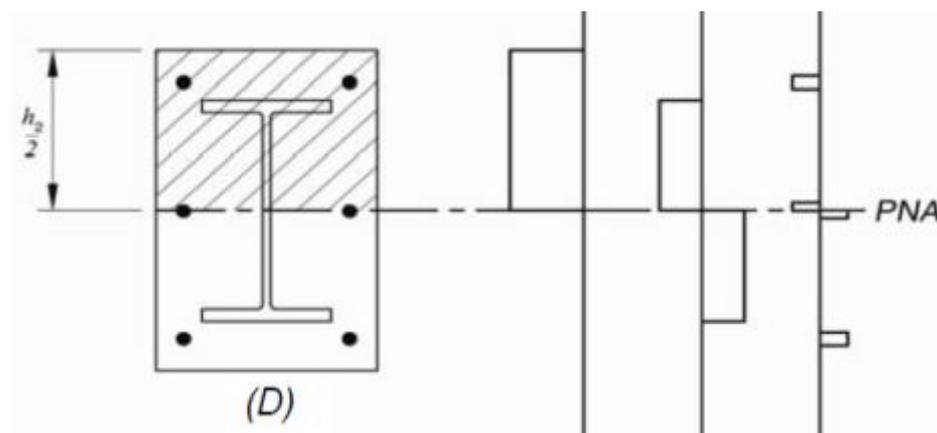


Ilustración 64. Punto D

Fuente. AISC 360-16

$$P_D = \frac{0.85 \times f'_c \times A_C}{2} \quad (\text{Ec. 80})$$

$$M_D = Z_S \times F_y + Z_r \times F_{yr} + \frac{1}{2} \times Z_C \times (0.85 \times f'_c) \quad (\text{Ec. 81})$$

$$Z_r = (A_{Sr} - A_{SrS}) \times \left(\frac{h_2}{2} - c\right) \quad (\text{Ec. 82})$$

$$Z_C = \frac{h_1 \times h_2^2}{4} - Z_S - Z_r \quad (\text{Ec. 83})$$

Donde:

Z_S : Módulo resistente plástico del perfil de acero eje Y (Wply)

A_{SrS} : Área del acero longitudinal en la línea central.

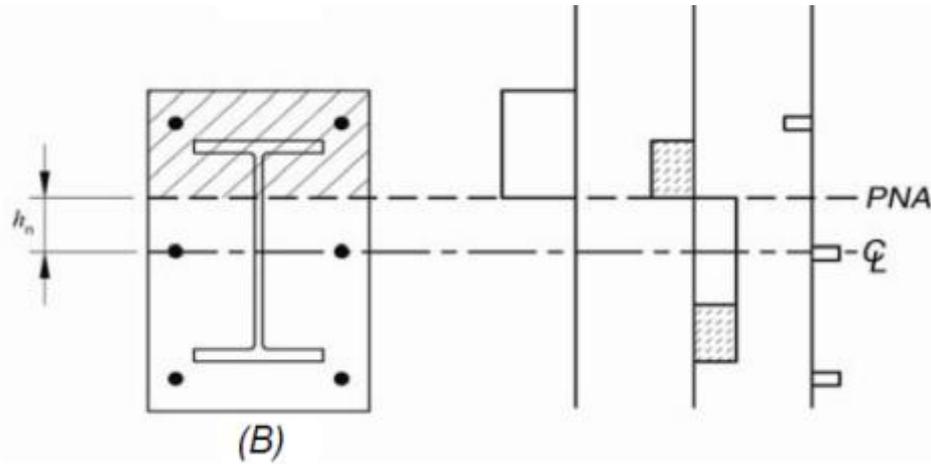


Ilustración 65. Punto B

Fuente. AISC 360-16

$$P_B = 0 \quad (\text{Ec. 84})$$

$$M_B = M_D - Z_{sn} \times F_y - \frac{1}{2} \times Z_{cn} \times (0.85 \times f'_c) \quad (\text{Ec. 85})$$

$$Z_{cn} = h_1 \times h_n^2 - Z_{sn} \quad (\text{Ec. 86})$$

Caso 1: para h_n debajo del reborde ($h_n \leq \frac{d}{2} - t_f$)

$$h_n = \frac{0.85 \times f'_c \times (A_C + A_{SrS}) - 2F_{yr} \times A_{SrS}}{2 \times (0.85 \times f'_c \times (h_1 - t_w) + 2F_y \times t_w)} \quad (\text{Ec. 87})$$

$$Z_{sn} = t_w \times h_n^2 \quad (\text{Ec. 88})$$

Caso 2: para h_n en la mitad del reborde ($\frac{d}{2} - t_f \leq h_n \leq \frac{d}{2}$)

$$h_n = \frac{0.85 \times f'_c \times (A_C + A_S - db_f + A_{SrS}) - 2F_y \times (A_S - db_f) - 2F_{yr} \times A_{SrS}}{2 \times (0.85 \times f'_c \times (h_1 - b_f) + 2F_y \times b_f)} \quad (\text{Ec. 89})$$

$$Z_{sn} = Z_s - b_f \times \left(\frac{d}{2} - h_n\right) \times \left(\frac{d}{2} + h_n\right) \quad (\text{Ec. 90})$$

Caso 3: para h_n encima del reborde ($h_n \geq \frac{d}{2}$)

$$h_n = \frac{0.85 \times f'_c \times (A_C + A_S + A_{Srs}) - 2F_y \times A_S - 2F_{yr} \times A_{Srs}}{2 \times (0.85 \times f'_c \times h_1)} \quad (\text{Ec. 91})$$

$$Z_{sn} = Z_s \quad (\text{Ec. 92})$$

3.2.9.13 Verificación por corte

La cantidad y separación de estribos influyen directamente en la resistencia de una viga o columna al esfuerzo cortante. Los estribos evitan la fisuración en el hormigón y aseguran una distribución adecuada de estribos, su mala colocación puede comprometer la integridad estructural y afectar la capacidad de la estructura para soportar cargas inducidas por corte, esta verificación se la realizara mediante confinamiento detallando a continuación sus ecuaciones.

➤ Vigas

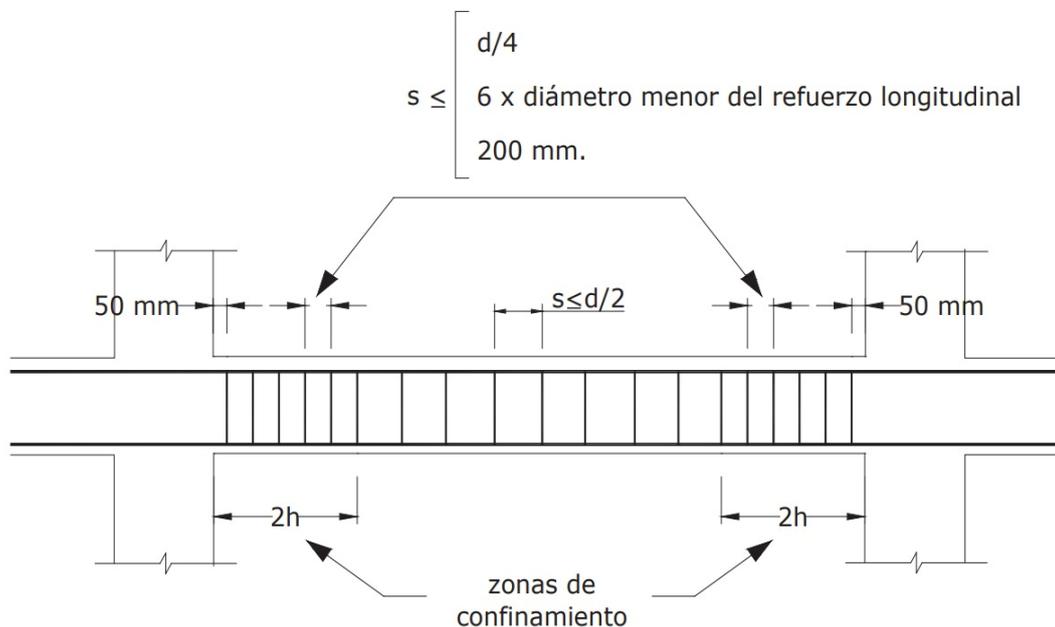


Ilustración 66. Diagrama de armado de estribos en viga

Fuente. NEC-SE-HM

- Separación Inicial

$$S_o = 5cm \quad (\text{Ec. 93})$$

- Separación en los extremos

$$S_e = \min \left\{ \begin{array}{l} 6 \text{ } \phi \text{ varilla} \\ 10 \text{ cm} \\ d/4 \end{array} \right\} \quad (\text{Ec. 94})$$

- Separación en el centro

$$S_c = \min \left\{ \begin{array}{l} d/2 \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right\} \quad (\text{Ec. 95})$$

- Zona de confinamiento

$$2H \quad (\text{Ec. 96})$$

➤ Columnas

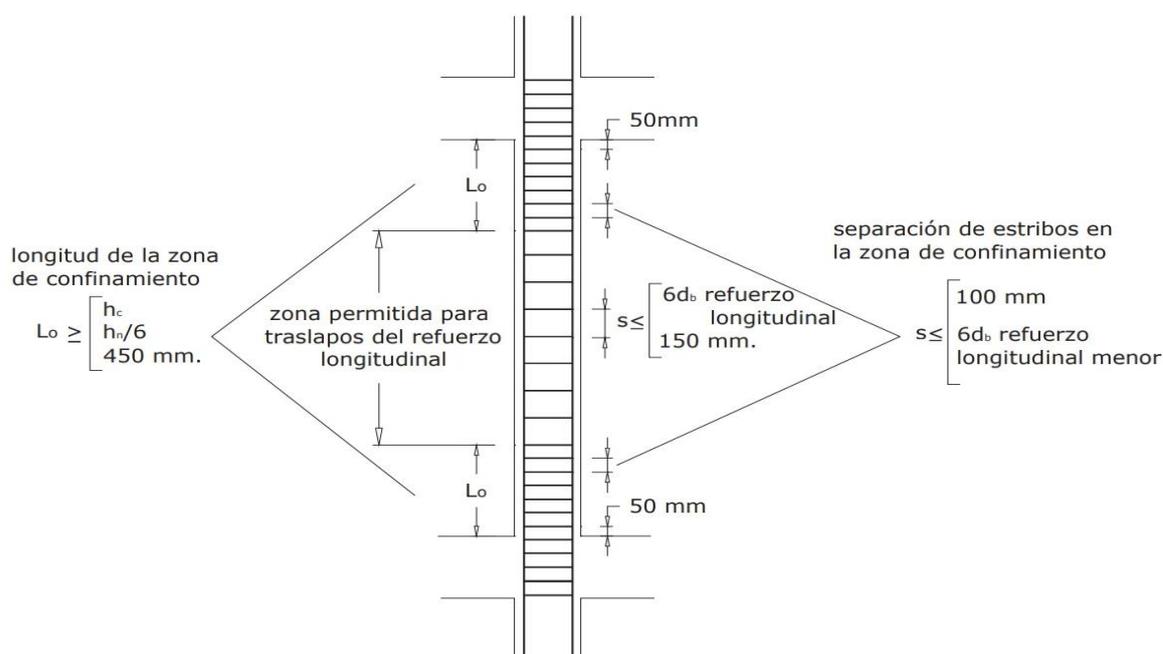


Ilustración 67. Diagrama de armado de estribos en columnas

Fuente. NEC-SE-HM

$$S_{\text{extremos}} = \min \left\{ \begin{array}{l} 10 \text{ cm} \\ 6 \text{ } \phi \text{ varilla} \end{array} \right\} \quad (\text{Ec. 97})$$

$$S_{\text{centro}} = \min \left\{ \begin{array}{l} 15 \text{ cm} \\ 6 \text{ } \phi \text{ varilla} \end{array} \right\} \quad (\text{Ec. 98})$$

$$L_o = \max \left\{ \begin{array}{l} h_c \\ h_n/6 \\ 45 \text{ cm} \end{array} \right\} \quad (\text{Ec. 99})$$

- Área total de estribos

$$Ash = \text{máx} \begin{cases} 0.3 \times \frac{S_h \times h'' \times f'c}{f_{yh}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \\ 0.09 \times \frac{S_h \times h'' \times f'c}{f_{yh}} \end{cases} \quad (\text{Ec. 100})$$

3.2.9.14 *Diseño de nudos*

También conocido como diseño de conexiones o diseño de regiones nodales, un nudo se refiere al área donde convergen varios elementos estructurales, como columnas, vigas y losas. Este cálculo busca garantizar la integridad estructural, la transferencia adecuada de cargas, criterio columna fuerte-viga débil y la resistencia sísmica en estas zonas críticas de la estructura evitando la sobrecarga en dichos puntos.

$$h_c \geq 20\phi_{viga} \quad (\text{Ec. 101})$$

$$h_v \geq 20\phi_{columna} \quad (\text{Ec. 102})$$

$$\Sigma M_{col} \geq 1.2 \Sigma M_{viga} \quad (\text{Ec. 103})$$

3.2.10 Diseño de arquetipos con software ETABS

3.2.10.1 Estructuración del arquetipo 1

E Frame Section Property Data ×

General Data

Property Name: COL55x55 (internas)

Material: Hormigon 240

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

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0.55 m

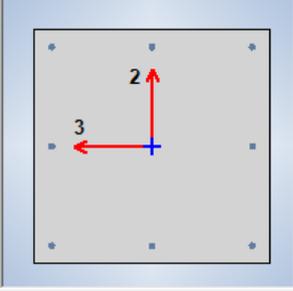
Width: 0.55 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...



E Frame Section Property Reinforcement Data ×

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: Acero de refuerzo

Confinement Bars (Ties): Acero de refuerzo

Reinforcement Configuration

Rectangular

Circular

Confinement Bars

Ties

Spirals

Check/Design

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: 2.5 cm

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 3

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 3

Longitudinal Bar Size and Area: 14 ... 1.54 cm²

Corner Bar Size and Area: 14 ... 1.54 cm²

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area: 10 ... 0.79 cm²

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 10 cm

Number of Confinement Bars in 3-dir: 3

Number of Confinement Bars in 2-dir: 3

Ilustración 68. Dimensiones de columnas internas (recubrimiento 2.5 cm)

Fuente. Etabs 2021

E Frame Section Property Data



General Data	
Property Name	COL55x55 (perimetales)
Material	Hormigon 240
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Display Color	Change...
Notes	Modify/Show Notes...

Shape	
Section Shape	Concrete Rectangular

Section Property Source	
Source:	User Defined

Section Dimensions	
Depth	0.55 m
Width	0.55 m

Property Modifiers	
Modify/Show Modifiers...	
Currently User Specified	

Reinforcement	
Modify/Show Rebar...	

E Frame Section Property Reinforcement Data



Design Type	
<input checked="" type="radio"/> P-M2-M3 Design (Column)	
<input type="radio"/> M3 Design Only (Beam)	

Rebar Material	
Longitudinal Bars	Acero de refuerzo
Confinement Bars (Ties)	Acero de refuerzo

Reinforcement Configuration	
<input checked="" type="radio"/> Rectangular	
<input type="radio"/> Circular	

Confinement Bars	
<input checked="" type="radio"/> Ties	
<input type="radio"/> Spirals	

Check/Design	
<input type="radio"/> Reinforcement to be Checked	
<input checked="" type="radio"/> Reinforcement to be Designed	

Longitudinal Bars	
Clear Cover for Confinement Bars	4 cm
Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face	3
Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face	3
Longitudinal Bar Size and Area	14 ... 1.54 cm ²
Corner Bar Size and Area	14 ... 1.54 cm ²

Confinement Bars	
Confinement Bar Size and Area	10 ... 0.79 cm ²
Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis)	10 cm
Number of Confinement Bars in 3-dir	3
Number of Confinement Bars in 2-dir	3

Ilustración 69. Diseño de columnas perimetrales (recubrimiento 4 cm)

Fuente. Etabs 2021

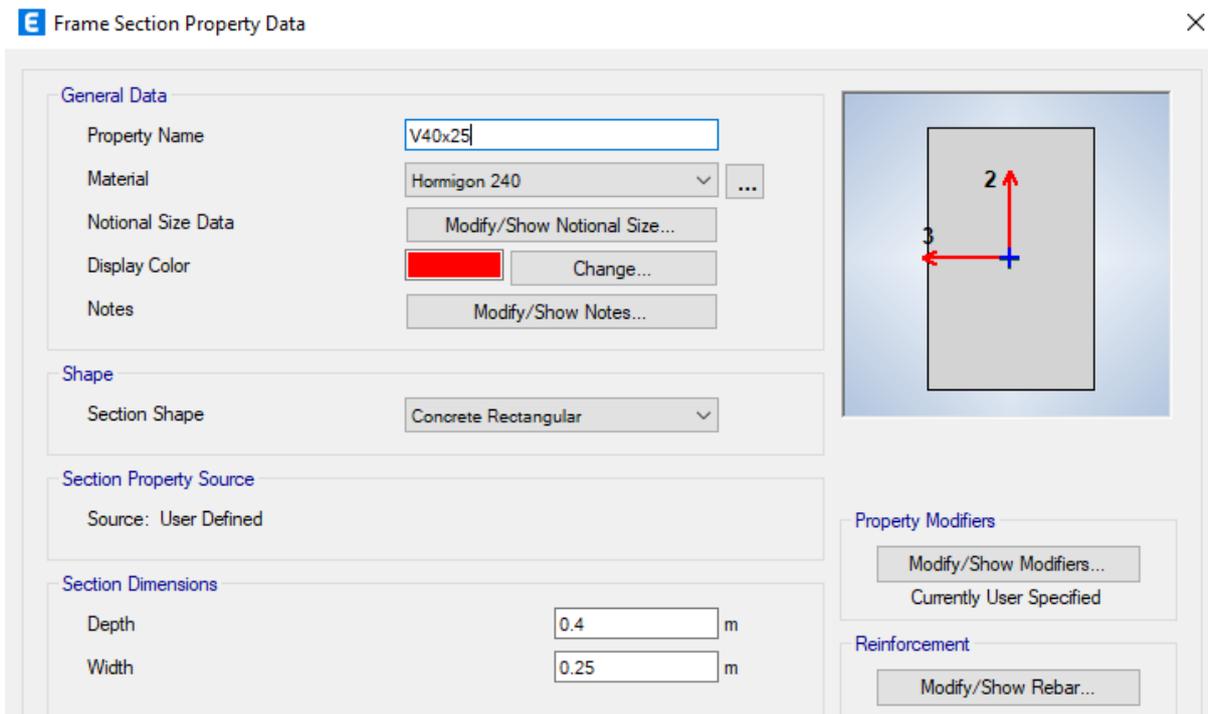


Ilustración 70. Diseño de vigas luces de 4 metros

Fuente. Etabs 2021

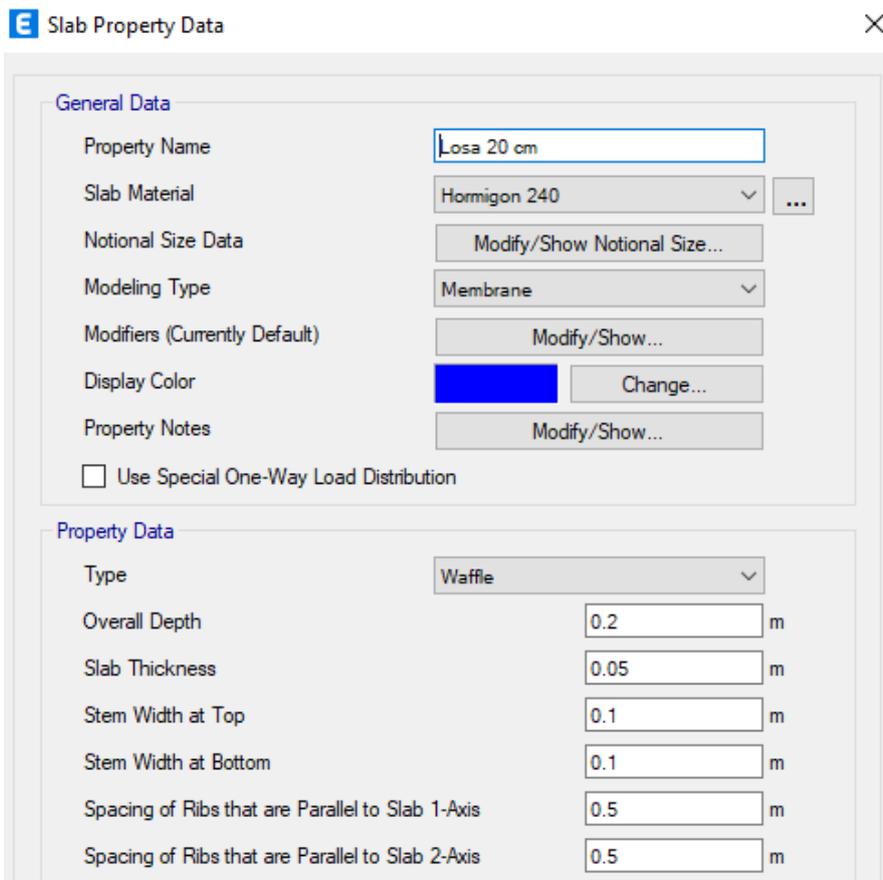


Ilustración 71. Diseño de losa

Fuente. Etabs 2020

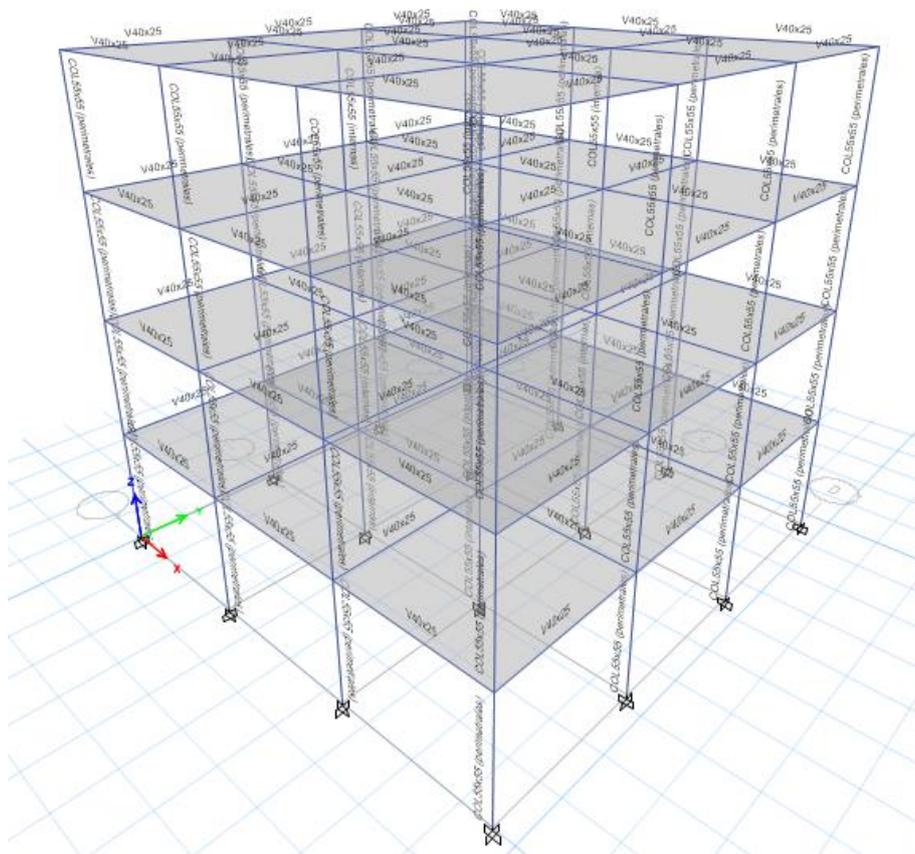


Ilustración 72. Modelo 3D Luces 4 m

Fuente. Etabs 2021

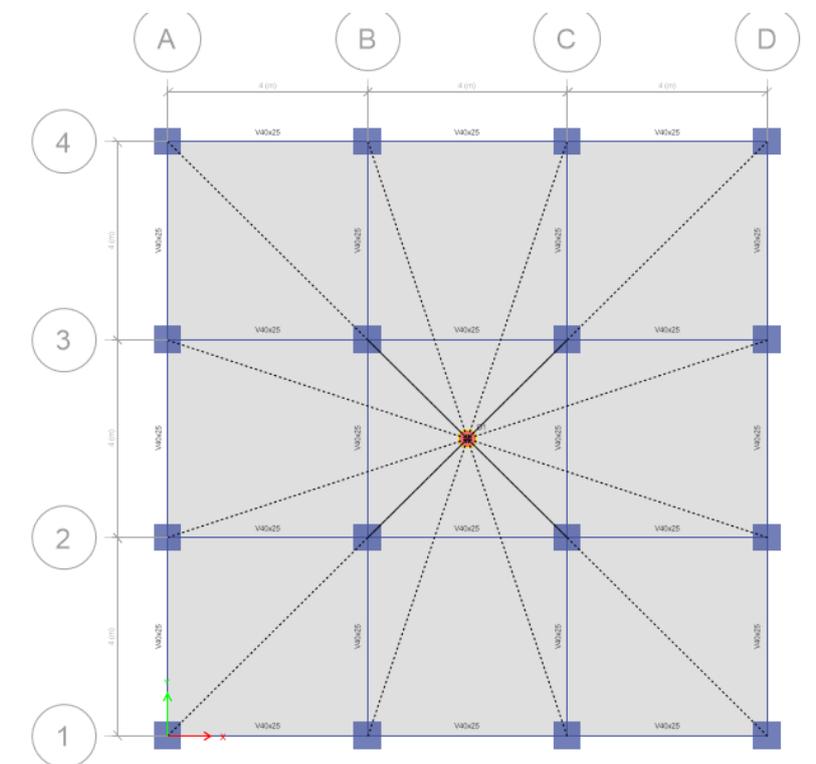


Ilustración 73. Asignación de diafragmas

Fuente. Etabs 2021

3.2.10.1.1 Lista de materiales

	Story	Object Type	Material	Weight kgf	Floor Area m ²	Unit Weight kgf/m ²	Number Pieces	Number Studs
▶	Story4	Column	Hormigon 240	34888.22	144	242.28	16	
	Story4	Beam	Hormigon 240	19894.93	144	138.16	24	0
	Story4	Floor	Hormigon 240	35983.88	144	249.89		
	Story3	Column	Hormigon 240	34888.22	144	242.28	16	
	Story3	Beam	Hormigon 240	19894.93	144	138.16	24	0
	Story3	Floor	Hormigon 240	35983.88	144	249.89		
	Story2	Column	Hormigon 240	34888.22	144	242.28	16	
	Story2	Beam	Hormigon 240	19894.93	144	138.16	24	0
	Story2	Floor	Hormigon 240	35983.88	144	249.89		
	Story1	Column	Hormigon 240	34888.22	144	242.28	16	
	Story1	Beam	Hormigon 240	19894.93	144	138.16	24	0
	Story1	Floor	Hormigon 240	35983.88	144	249.89		
	Sum	Column	Hormigon 240	139552.86	576	242.28	64	
	Sum	Beam	Hormigon 240	79579.73	576	138.16	96	0
	Sum	Floor	Hormigon 240	143935.51	576	249.89		
	Total	All	All	363068.11	576	630.33	160	0

Ilustración 74. Lista de materiales por piso

Fuente. Etabs 2021

3.2.10.1.2 Verificación y corrección del cortante

Modelo 1		
TABLE: Mass Summary by Story		
Story	UX	UY
	kg	kg
Story4	87722,92	87722,92
Story3	141167,03	141167,03
Story2	141167,03	141167,03
Story1	141167,03	141167,03
Base	17444,11	17444,11

W	511224,01	kg
V	101239,7356	kN
	993,1618062	
Tn (Periodo natural)	0,6461	seg
T	0,515	seg
T (analysis)	0,515	seg
Sa	0,198034	g
k	1,0074	

Tabla fuerza horizontal y vertical equivalente						
Pisos	Altura	Masa	m*h ^k	Cv	F	
4	12	87722,92	1072190,923	0,293851599	291,842185	
3	9	141167,03	1291308,423	0,353904362	351,4842958	
2	6	141167,03	858295,7808	0,235230109	233,62156	
1	3	141167,03	426954,5348	0,117013929	116,2137654	
			3648749,661	1	993,1618062	kN

TABLE: Base Reactions				
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY
			kN	kN
SX	LinStatic		-994,6576	0
SY	LinStatic		0	-994,6576
Espectro X	LinRespSpec	Max	784,7992	0,000001691
Espectro Y	LinRespSpec	Max	0,000002211	784,7992

	Fx	Fy	
Regular	0,8	0,8	
80%	795,7261	795,7261	
F.Correccion	1,01392315	1,01392315	Realizar corrección

TABLE: Base Reactions				
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY
			kN	kN
SX	LinStatic		-994,6576	0
SY	LinStatic		0	-994,6576
Espectro X	LinRespSpec	Max	795,7261	0,000001664
Espectro Y	LinRespSpec	Max	0,000001325	795,7261

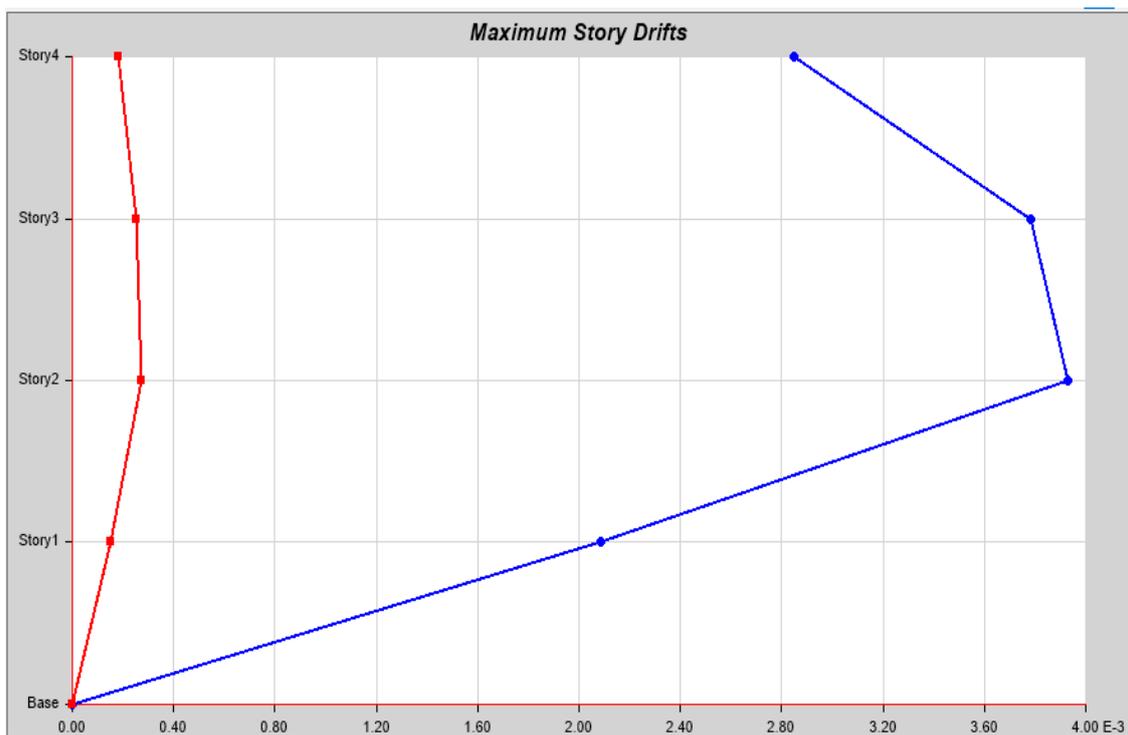
	Fx	Fy	
Regular	0,8	0,8	
80%	795,7261	795,7261	
F.Correccion	1,00	1,00	Correcto

Ilustración 75. Corrección manual del cortante

Fuente. Excel de autoría propia

3.2.10.1.3 Derivas elásticas

▼ Name	Name	StoryResp 1
▼ Show	Display Type	Max story drifts
	Case/Combo	SX
	Load Type	Load Case
▼ Display For	Story Range	All Stories
	Top Story	Story4
	Bottom Story	Base
▼ Display Colors	Global X	■ Blue
	Global Y	■ Red
▼ Legend	Legend Type	None

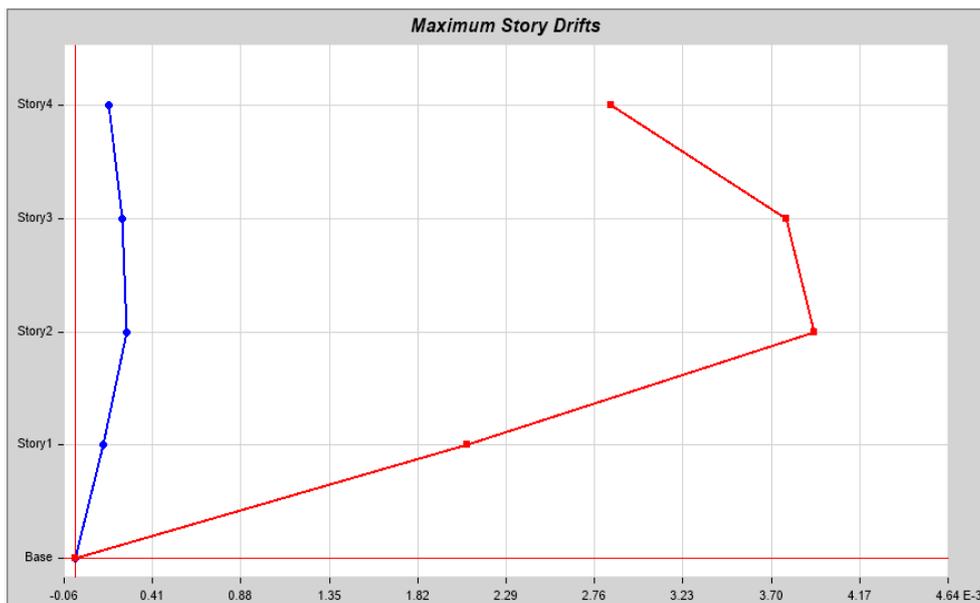


Max: (0.003932, Story2); Min: (0, Base)

Ilustración 76. Deriva elástica (SX)

Fuente. Etabs 2021

▼ Name	
Name	StoryResp1
▼ Show	
Display Type	Max story drifts
Case/Combo	SY
Load Type	Load Case
▼ Display For	
Story Range	All Stories
Top Story	Story4
Bottom Story	Base
▼ Display Colors	
Global X	■ Blue
Global Y	■ Red
▼ Legend	
Legend Type	None



Max: (0.003932, Story2); Min: (0, Base)

Ilustración 77. Deriva elástica (SY)

Fuente. Etabs 2021|

3.2.10.1.4 Derivas inelásticas

$$D_{SX} = 0.003932 \times 6 \times 0.75$$

$$D_{SX} = 0.017694 < 0.02$$

CORRECTO

$$D_{SY} = 0.003932 \times 6 \times 0.75$$

$$D_{SY} = 0.017694 < 0.02 \text{CORRECTO}$$

3.2.10.1.5 Máximos desplazamientos

E Story Max Over Avg Displacements

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None

Filter: None

	Story	Output Case	Case Type	Direction	Maximum m	Average m	Ratio
▶	Story4	SX	LinStatic	X	0.037932	0.035352	1.073
	Story3	SX	LinStatic	X	0.029388	0.027355	1.074
	Story2	SX	LinStatic	X	0.018046	0.016773	1.076
	Story1	SX	LinStatic	X	0.006252	0.005799	1.078
	Story4	SY	LinStatic	Y	0.037932	0.035352	1.073
	Story3	SY	LinStatic	Y	0.029388	0.027355	1.074
	Story2	SY	LinStatic	Y	0.018046	0.016773	1.076
	Story1	SY	LinStatic	Y	0.006252	0.005799	1.078

Ilustración 78. Máximos desplazamientos SX y SY

Fuente. Etabs 2021

3.2.10.1.6 Pesos

E Load Pattern Definitions - Auto Seismic - User Coefficient

File Edit Format-Filter-Sort Select Options							
Units: As Noted		Hidden Columns: Yes		Sort: None			
Filter: None							
	Name	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used kgf	Base Shear kgf
▶	SX	Story4	Base	0.1984	1.0074	511224	101426.84
	SY	Story4	Base	0.1984	1.0074	511224	101426.84

Ilustración 79. Peso total de la estructura

Fuente. Etabs 2021

3.2.10.1.7 Periodo

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0.646	0.0073	0.7661	0	0.0073	0.7661	0	0.2864	0.0027	0	0.2864	0.0027	0
Modal	2	0.646	0.7661	0.0073	0	0.7734	0.7734	0	0.0027	0.2864	0	0.2891	0.2891	0
Modal	3	0.53	0	0	0	0.7734	0.7734	0	0	0	0.7846	0.2891	0.2891	0.7846
Modal	4	0.174	0.014	0.1316	0	0.7873	0.905	0	0.4559	0.0485	0	0.745	0.3376	0.7846
Modal	5	0.174	0.1316	0.014	0	0.919	0.919	0	0.0485	0.4559	0	0.7935	0.7935	0.7846
Modal	6	0.149	0	0	0	0.919	0.919	0	0	0	0.1372	0.7935	0.7935	0.9218
Modal	7	0.08	0.0475	0.0126	0	0.9665	0.9316	0	0.0294	0.1106	0	0.8229	0.9041	0.9218
Modal	8	0.08	0.0126	0.0475	0	0.9791	0.9791	0	0.1106	0.0294	0	0.9335	0.9335	0.9218
Modal	9	0.071	0	0	0	0.9791	0.9791	0	0	0	0.0579	0.9335	0.9335	0.9797
Modal	10	0.05	0.0007	0.0203	0	0.9797	0.9993	0	0.0644	0.0021	0	0.9979	0.9356	0.9797
Modal	11	0.05	0.0203	0.0007	0	1	1	0	0.0021	0.0644	0	1	1	0.9797
Modal	12	0.045	0	0	0	1	1	0	0	0	0.0203	1	1	1

Ilustración 80. Periodo de la estructura

Fuente. Etabs 2021

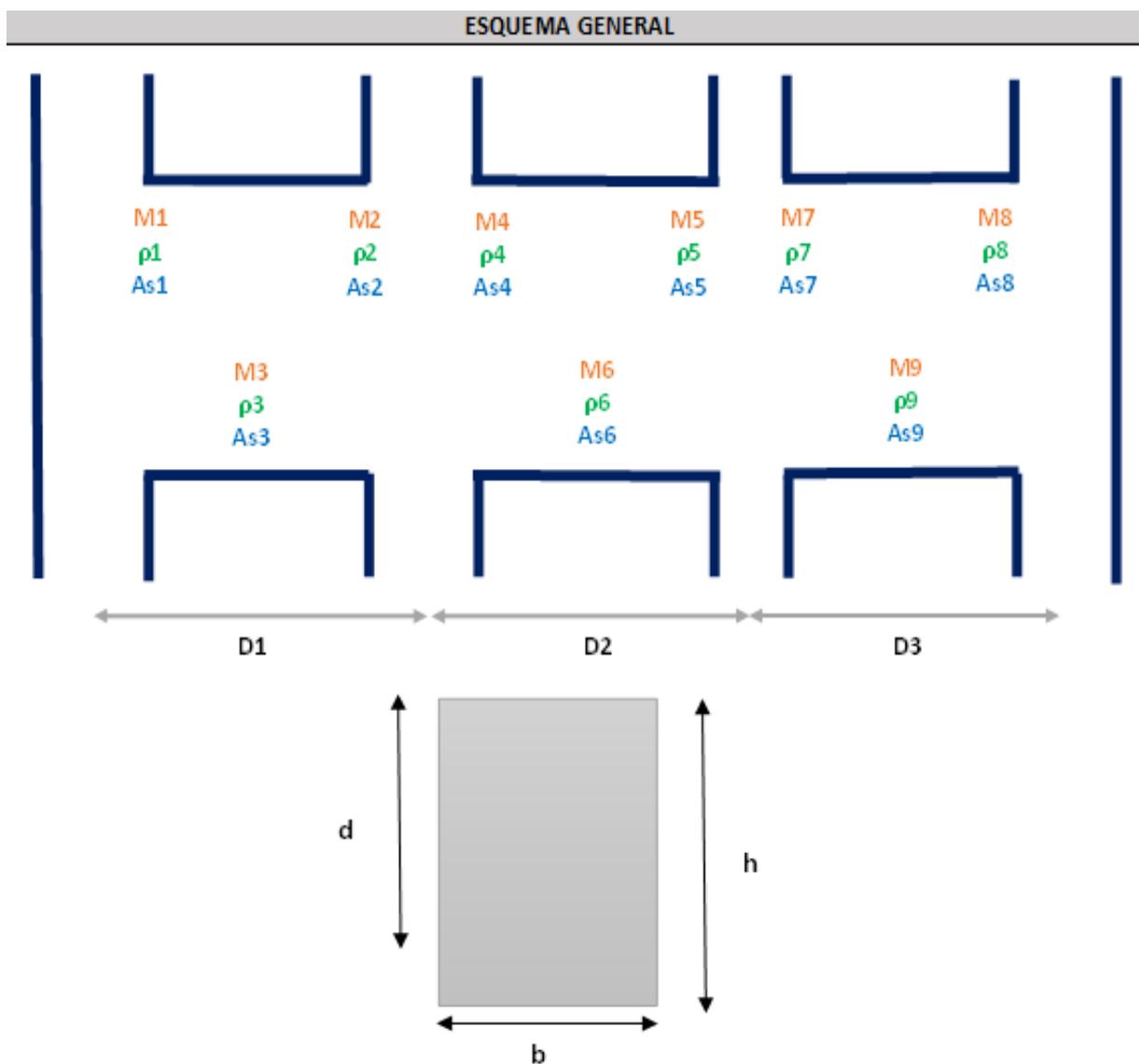
3.2.10.1.8 Centro de masa y rigidez

TABLE: Centers Of Mass And Rigidity											
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cum Mass X	Cum Mass Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR
		kgf-s ² /m	kgf-s ² /m	m	m	kgf-s ² /m	kgf-s ² /m	m	m	m	m
Story1	D1	14395.03	14395.03	6	6	14395.03	14395.03	6	6	6	6
Story2	D2	14395.03	14395.03	6	6	14395.03	14395.03	6	6	6	6
Story3	D3	14395.03	14395.03	6	6	14395.03	14395.03	6	6	6	6
Story4	D4	8945.25	8945.25	6	6	8945.25	8945.25	6	6	6	6

Ilustración 81. Centro de masas de la estructura

Fuente. Etabs 2021

3.2.10.1.9 Verificación de armado en vigas



f_c=	240	kg/cm ²
f_y=	4200	kg/cm ²

Vigas horizontales			Vigas verticales		
h=	40	cm	h=	40	cm
b=	25	cm	b=	25	cm
d=	37	cm	d=	37	cm

D1=	4.00	m	D1=	4.00	m
D2=	4.00	m	D2=	4.00	m
D3=	4.00	m	D3=	4.00	m

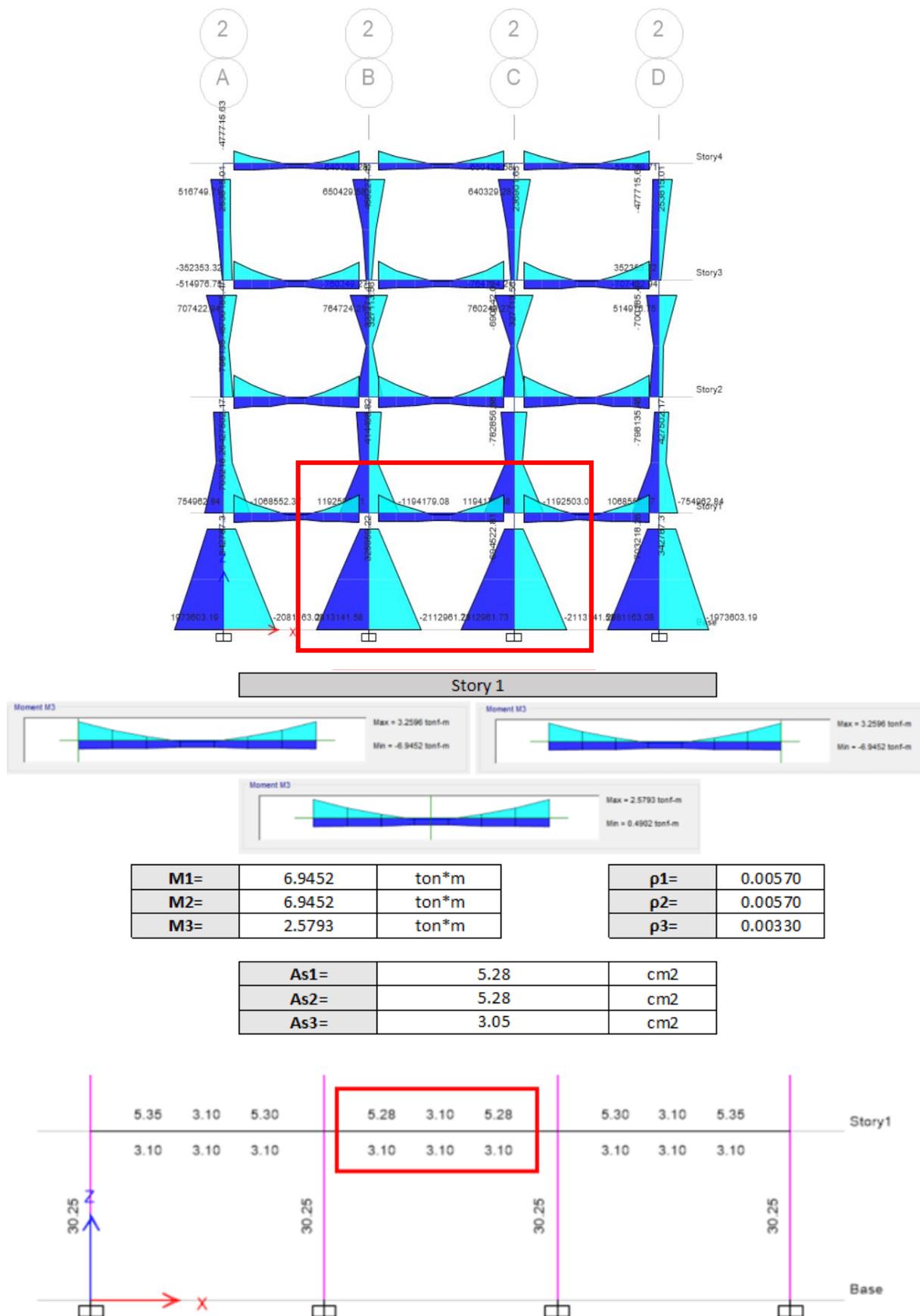
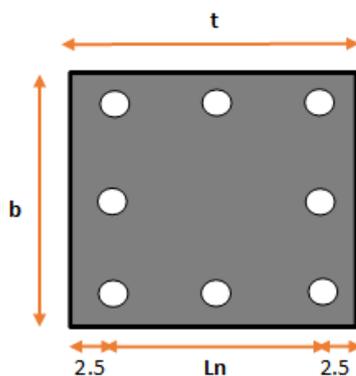


Ilustración 82. Verificación manual del armado de vigas hormigón armado

Fuente. Excel de autoría propia

3.2.10.1.10 Verificación de armado en columnas

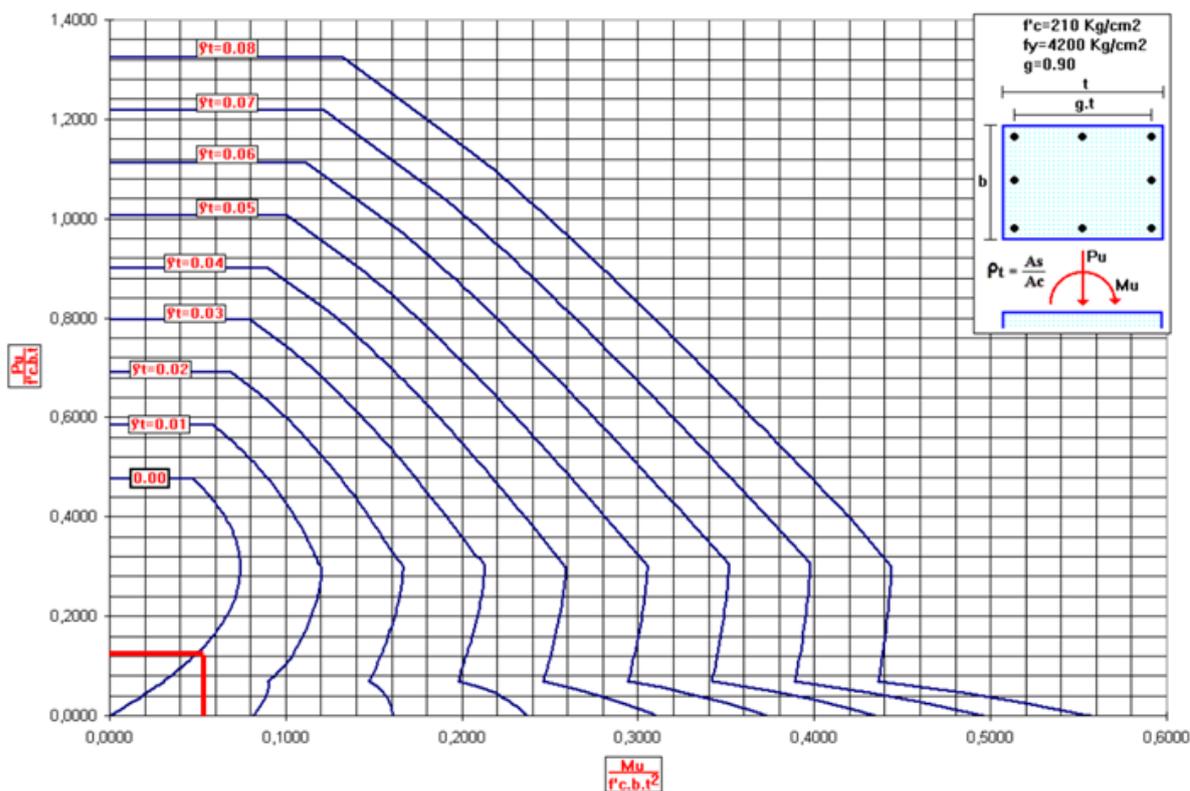


Lado corto	b=	55	cm
Lado largo	t=	55	cm
Lado largo del núcleo	Ln=	50.0	cm
Ln/t	g=	0.91	
Resistencia hormigón	f'c=	240.00	kg/cm2

Momento último	Mu=	2113141.58	kg/cm2
Carga axial última	Pu=	76678.72	kg

$\frac{Mu}{f'c \times b \times t^2} =$	0.053	$\frac{Pu}{f'c \times b \times t} =$	0.106
--	-------	--------------------------------------	-------

DIAGRAMAS DE INTERACCION DE COLUMNAS RECTANGULARES (gráfico # 124)



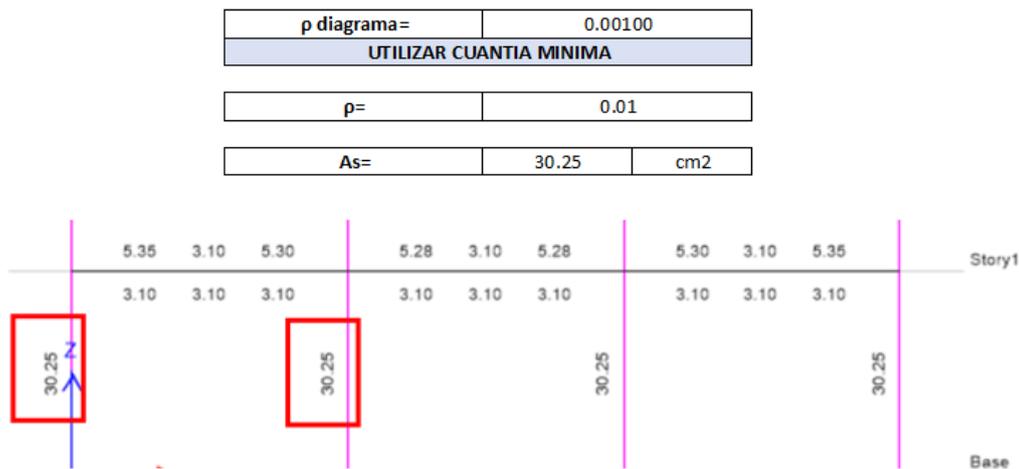
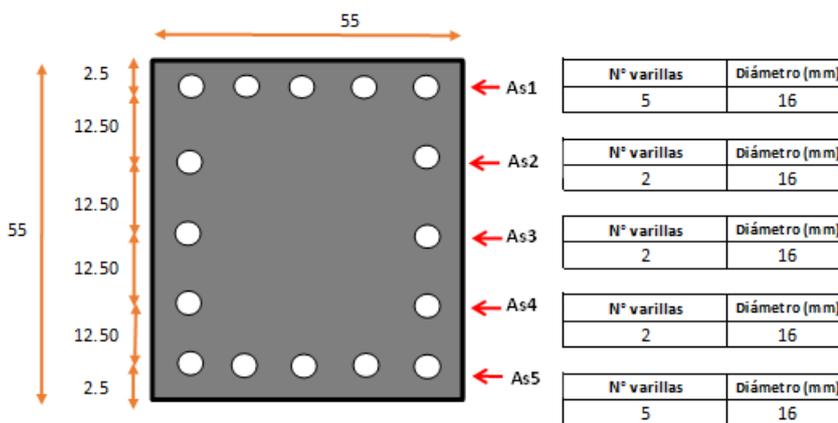


Ilustración 83. Verificación de armado en columnas de hormigón armado

Fuente. Excel de autoría propia

3.2.10.1.11 Diagrama de interacción

DATOS GENERALES:			
RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN:	f_c =	240	kg/cm ²
ESFUERZO DE FLUENCIA DEL ACERO:	f_y =	4200	kg/cm ²



Área de acero

A_{s1} =	10.05	cm ²
A_{s2} =	4.02	cm ²
A_{s3} =	4.02	cm ²
A_{s4} =	4.02	cm ²
A_{s5} =	10.05	cm ²
$A_{s\text{total}}$ =	32.17	cm ²

Deformación máxima del acero ($\epsilon_s \text{ max}$)

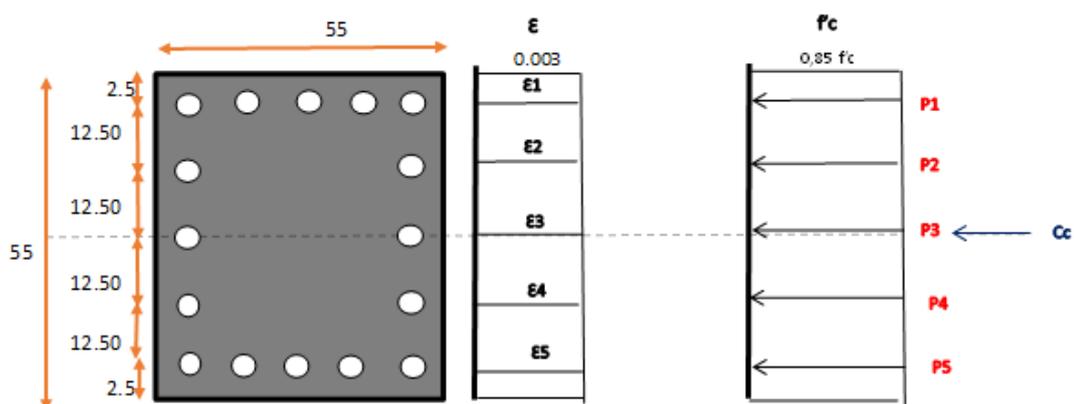
E_s =	2100000	kg/cm ²
---------	---------	--------------------

$$\epsilon_s \text{ max} = \frac{f_y}{E_s}$$

$\epsilon_s \text{ max}$ =	0.002
----------------------------	-------

$\epsilon_s < \epsilon_s \text{ max}$	$\epsilon_s > \epsilon_s \text{ max}$
$f_s = E_s \times \epsilon_s$	$f_s = f_y$

Punto 1



Deformaciones Unitarias	
$\epsilon_1 =$	0.003
$\epsilon_2 =$	0.003
$\epsilon_3 =$	0.003
$\epsilon_4 =$	0.003
$\epsilon_5 =$	0.003

Esfuerzos en el acero		
$f_{s1} =$	4200	kg/cm ²
$f_{s2} =$	4200	kg/cm ²
$f_{s3} =$	4200	kg/cm ²
$f_{s4} =$	4200	kg/cm ²
$f_{s5} =$	4200	kg/cm ²

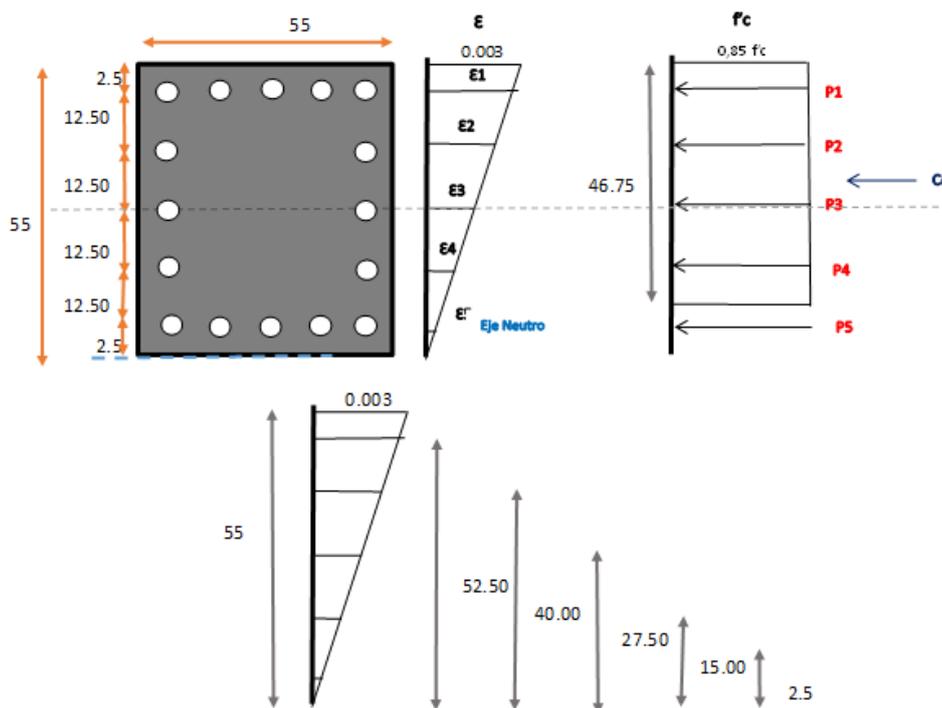
Fuerza de compresión en el hormigón		
$C_c =$	617100	kg

Fuerza de compresión en el acero		
$P_1 =$	42223.01	kg
$P_2 =$	16889.20	kg
$P_3 =$	16889.20	kg
$P_4 =$	16889.20	kg
$P_5 =$	42223.01	kg

Carga axial nominal		
$P_n = C_c + P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5$		
$P_n =$	752213.62	kg
	752.21	T

Momento flector nominal con respecto al eje centroidal x		
$M_n =$	0.00	kg*cm
	0.00	T*cm

Punto 2



Deformaciones Unitarias	
E1=	0.002863636
E2=	0.002181818
E3=	0.0015
E4=	0.000818182
E5=	0.000136364

Esfuerzos en el acero		
fs1=	4200	kg/cm ²
fs2=	4200	kg/cm ²
fs3=	3150	kg/cm ²
fs4=	1718.181818	kg/cm ²
fs5=	286.3636364	kg/cm ²

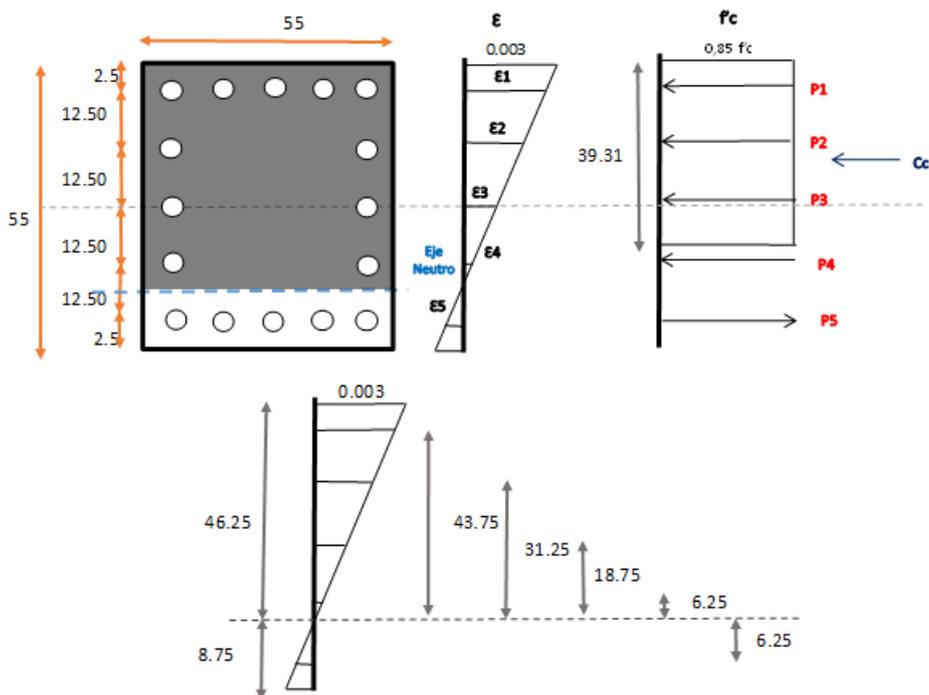
Fuerza de compresión en el hormigón		
Cc=	524535	kg

Fuerza de compresión en el acero		
P1=	42223.01	kg
P2=	16889.20	kg
P3=	12666.90	kg
P4=	6909.22	kg
P5=	2878.84	kg

Carga axial nominal		
$P_n = C_c + P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5$		
Pn=	606102.17	kg
	606.10	T

Momento flector nominal con respecto al eje centroidal x		
Mn=	3272060.76	kg*cm
	3272.06	T*cm

Punto 3



Deformaciones Unitarias	
ε1=	0.002386364
ε2=	0.001704545
ε3=	0.001022727
ε4=	0.000340909
ε5=	0.000340909

Esfuerzos en el acero		
fs1=	4200	kg/cm ²
fs2=	3579.545455	kg/cm ²
fs3=	2147.727273	kg/cm ²
fs4=	715.9090909	kg/cm ²
fs5=	715.9090909	kg/cm ²

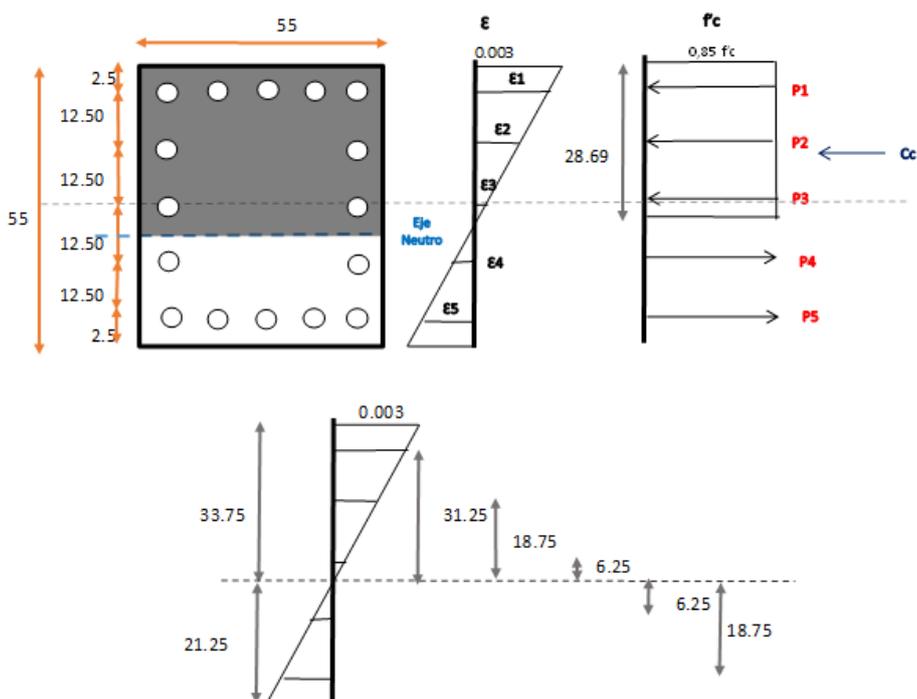
Fuerza de compresión en el hormigón		
Cc=	441086.25	kg

Fuerza de compresión en el acero		
P1=	42223.01	kg
P2=	14394.21	kg
P3=	8636.52	kg
P4=	2878.84	kg
P5=	7197.10	kg

Carga axial nominal		
$P_n = C_c + P_1 + P_2 + P_3 + P_4 - P_5$		
Pn=	502021.72	kg
	502.02	T

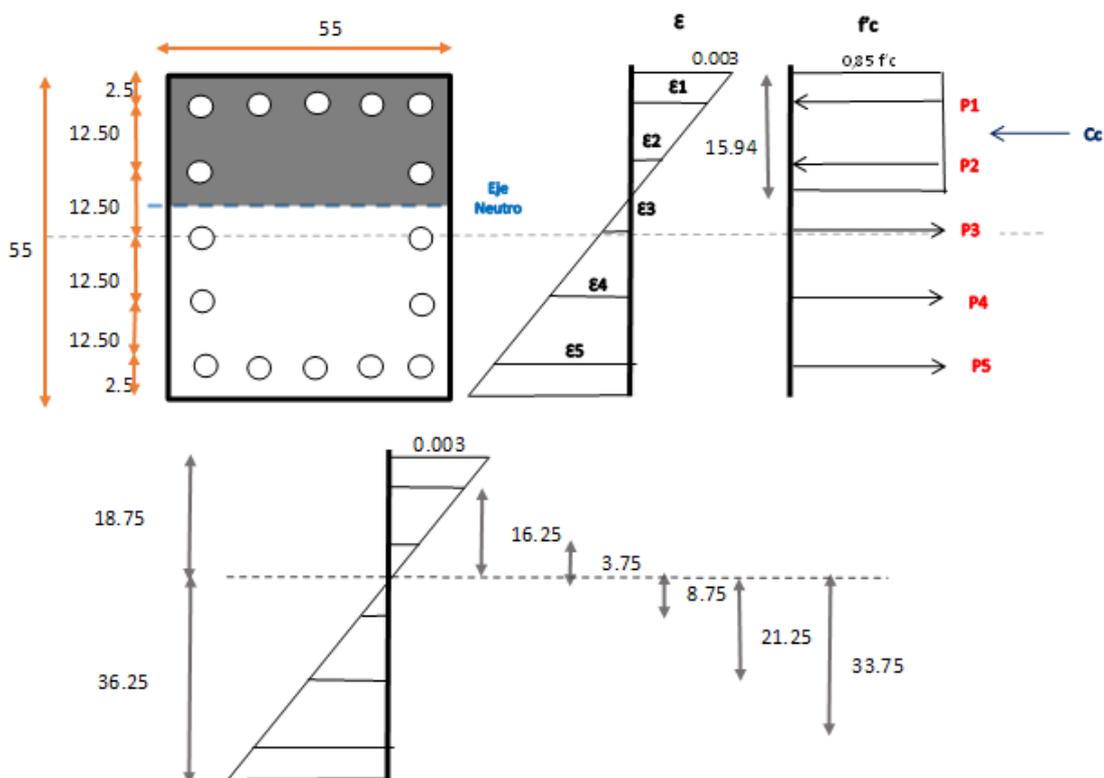
Momento flector nominal con respecto al eje centroidal x		
Mn=	4839215.05	kg*cm
	4839.22	T*cm

Punto 4



Deformaciones Unitarias		
ε1=		0.001704545
ε2=		0.001022727
ε3=		0.000340909
ε4=		0.000340909
ε5=		0.001022727
Esfuerzos en el acero		
fs1=	3579.545455	kg/cm2
fs2=	2147.727273	kg/cm2
fs3=	715.9090909	kg/cm2
fs4=	715.9090909	kg/cm2
fs5=	2147.727273	kg/cm2
Fuerza de compresión en el hormigón		
Cc=	321873.75	kg
Fuerza de compresión en el acero		
P1=	35985.52	kg
P2=	8636.52	kg
P3=	2878.84	kg
P4=	2878.84	kg
P5=	21591.31	kg
Carga axial nominal		
$P_n = C_c + P_1 + P_2 + P_3 - P_4 - P_5$		
Pn=	344904.48	kg
	344.90	T
Momento flector nominal con respecto al eje centroidal x		
Mn=	5818014.22	kg*cm
	5818.01	T*cm

Punto 5



Deformaciones Unitarias	
ε ₁ =	0.000886364
ε ₂ =	0.000204545
ε ₃ =	0.000477273
ε ₄ =	0.001159091
ε ₅ =	0.001840909

Esfuerzos en el acero		
f _{s1} =	1861.363636	kg/cm ²
f _{s2} =	429.5454545	kg/cm ²
f _{s3} =	1002.272727	kg/cm ²
f _{s4} =	2434.090909	kg/cm ²
f _{s5} =	3865.909091	kg/cm ²

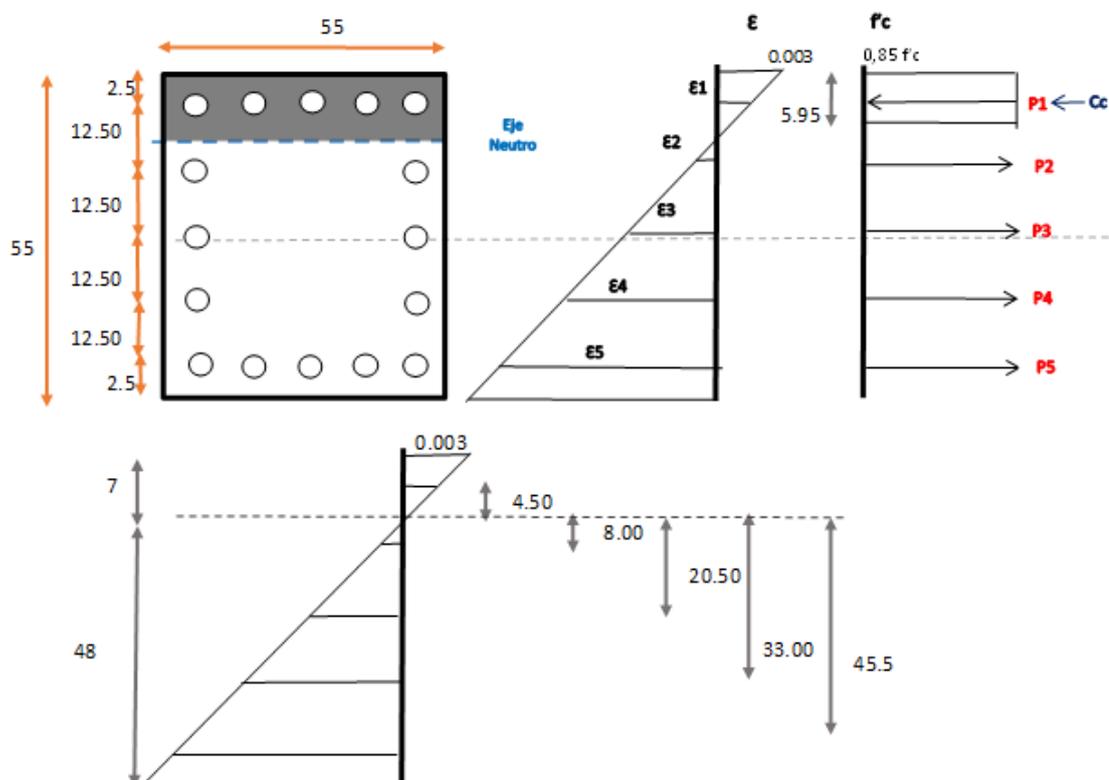
Fuerza de compresión en el hormigón		
C _c =	178818.75	kg

Fuerza de compresión en el acero		
P ₁ =	18712.47	kg
P ₂ =	1727.30	kg
P ₃ =	4030.38	kg
P ₄ =	9788.06	kg
P ₅ =	38864.36	kg

Carga axial nominal		
$P_n = C_c + P_1 + P_2 - P_3 - P_4 - P_5$		
P _n =	146575.73	kg
	146.58	T

Momento flector nominal con respecto al eje centroidal x		
M _n =	5075916.41	kg*cm
	5075.92	T*cm

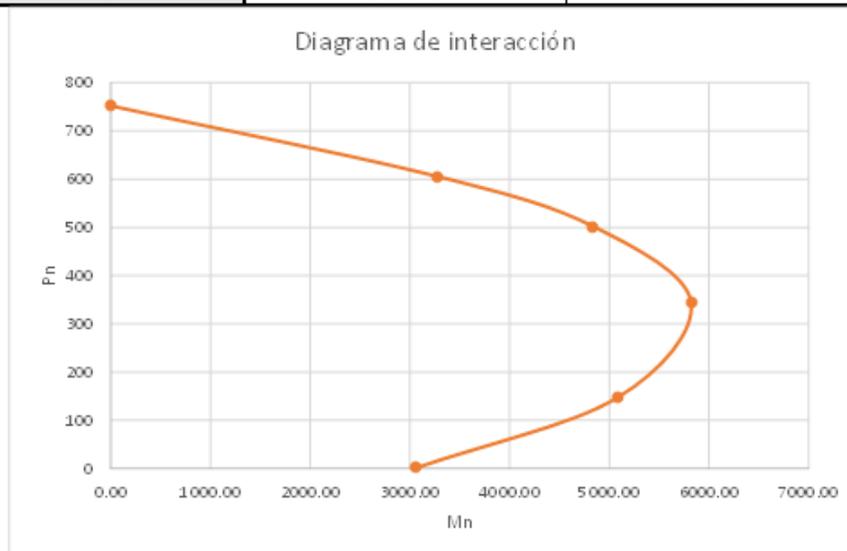
Punto 6



Deformaciones Unitarias		
ε1=	0.000245455	
ε2=	0.000436364	
ε3=	0.001118182	
ε4=	0.0018	
ε5=	0.002481818	
Esfuerzos en el acero		
fs1=	515.4545455	kg/cm ²
fs2=	916.3636364	kg/cm ²
fs3=	2348.181818	kg/cm ²
fs4=	3780	kg/cm ²
fs5=	4200	kg/cm ²
Fuerza de compresión en el hormigón		
Cc=	66759	kg
Fuerza de compresión en el acero		
P1=	5181.91	kg
P2=	3684.92	kg
P3=	9442.60	kg
P4=	15200.28	kg
P5=	42223.01	kg
Carga axial nominal		
$P_n = C_c + P_1 - P_2 - P_3 - P_4 - P_5$		
Pn=	1390.11	kg
	1.39	T
Momento flector nominal con respecto al eje centroidal x		
Mn=	3058452.45	kg*cm
	3058.45	T*cm

Curva de interacción nominal

Punto	Mn	Pn
	(T*cm)	(T)
1	0.00	752.21
2	3272.06	606.10
3	4839.22	502.02
4	5818.01	344.90
5	5075.92	146.58
6	3058.45	1.39



Curva de interacción modificada

Punto	Cargas nominales		Cargas últimas		Cargas últimas	
	Mn	Pn	$\phi=0.90$		$\phi=0.70$	
			Mn1	Pn1	Mn2	Pn2
(T*cm)	(T)	(T*cm)	(T)	(T*cm)	(T)	
1	0.00	752.21	0.00	676.99	0.00	526.55
2	3272.06	606.10	2944.85	545.49	2290.44	424.27
3	4839.22	502.02	4355.29	451.82	3387.45	351.42
4	5818.01	344.90	5236.21	310.41	4072.61	241.43
5	5075.92	146.58	4568.32	131.92	3553.14	102.60
6	3058.45	1.39	2752.61	1.25	2140.92	0.97

Mn=	2113141.58	kg*cm
	2113.14	T*cm

Pn=	76678.72	kg
	76.68	T

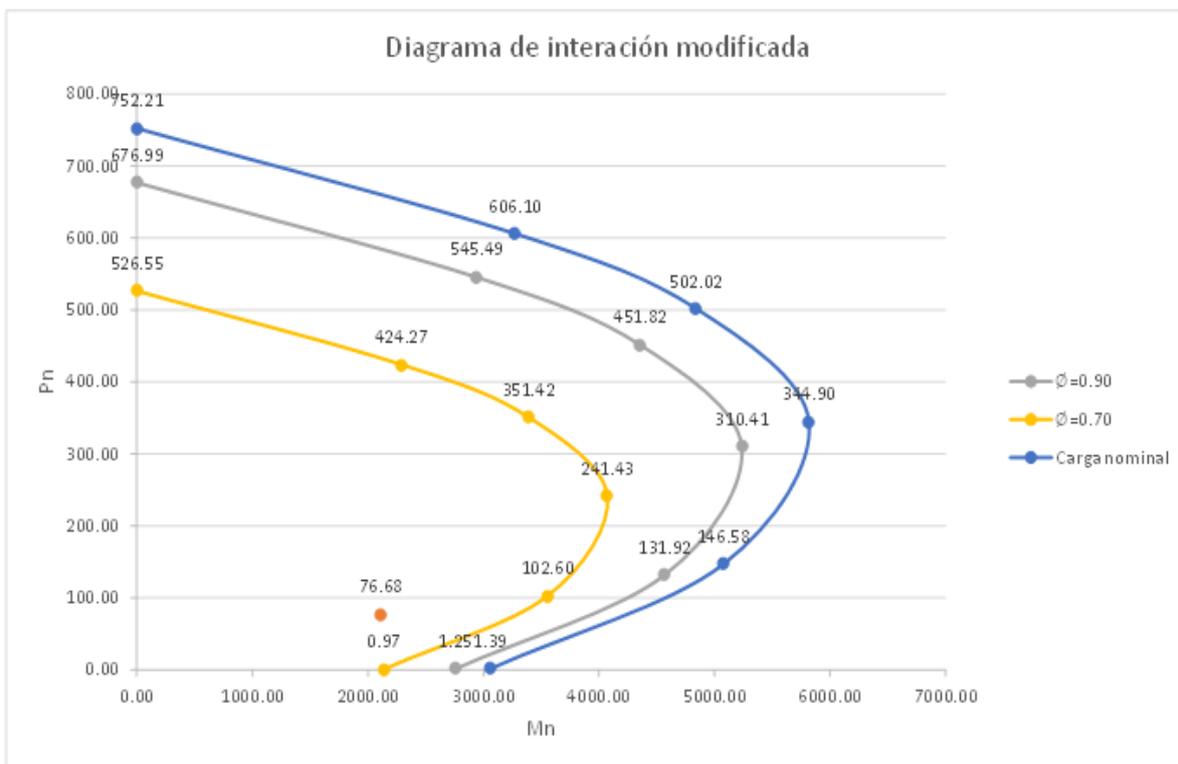
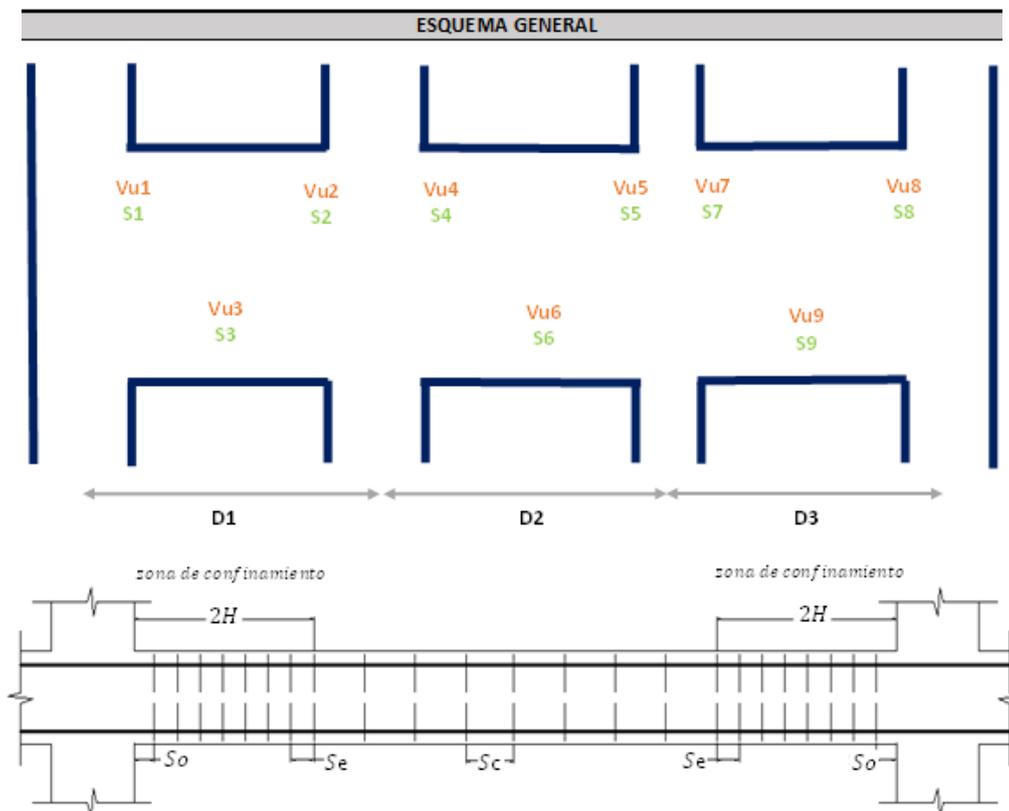


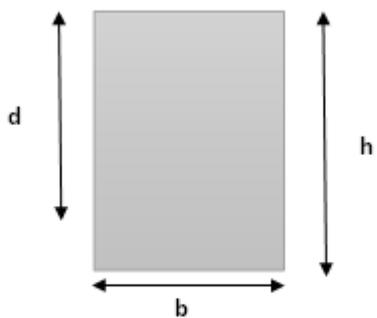
Ilustración 84. Diagrama de interacción columna más cargada eje 2B

Fuente. Excel de autoría propia

3.2.10.1.12 Verificación por corte en vigas y columnas

- Vigas

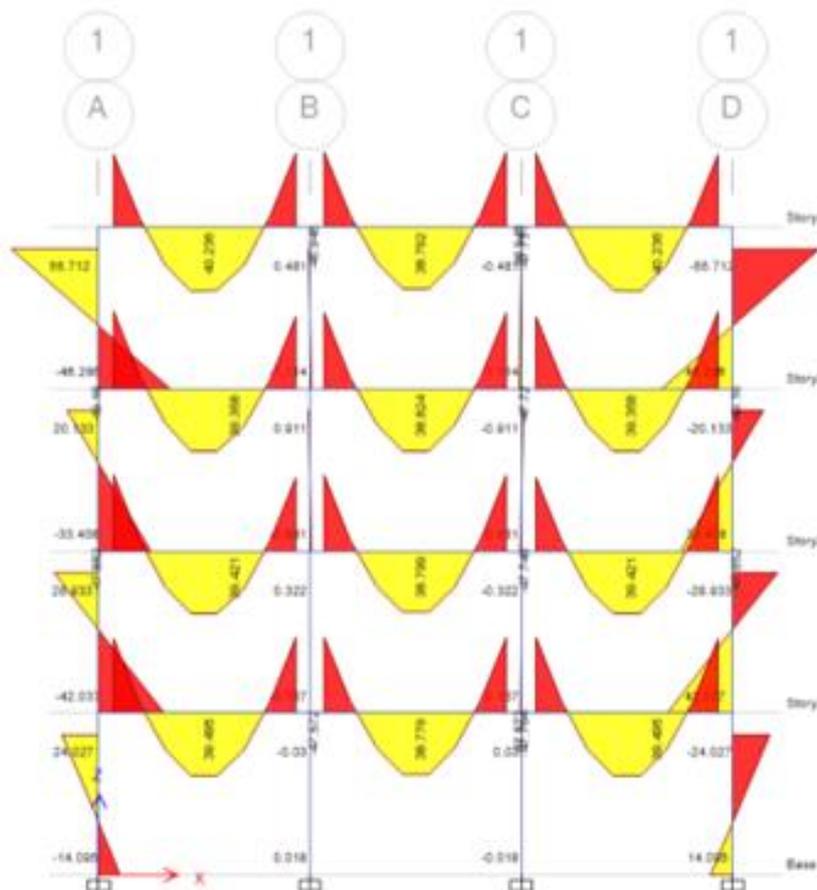




$f'c=$	240	kg/cm ²
$f_y=$	4200	kg/cm ²

Vigas horizontales			Vigas verticales		
h=	40	cm	h=	40	cm
b=	25	cm	b=	25	cm
d=	37	cm	d=	37	cm
D1=	4.00	m	D1=	4.00	m
D2=	4.00	m	D2=	4.00	m
D3=	4.00	m	D3=	4.00	m
2H=	80.00	cm	2H=	80.00	cm

Eje 1 (A,B,C,D)



Story 1



Vu1=	0.9022	ton
Vu2=	0.9075	ton
Vu3=	0.0000	ton

Espaciamientos (Confinamiento)

S1=	8.00	cm
S2=	8.00	cm
S3=	15.00	cm

Story 2 y 3

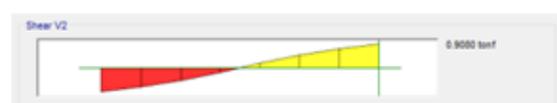


Vu1=	0.9848	ton
Vu2=	0.9848	ton
Vu3=	0.0000	ton

Espaciamientos (Confinamiento)

S1=	8.00	cm
S2=	8.00	cm
S3=	15.00	cm

Story 4

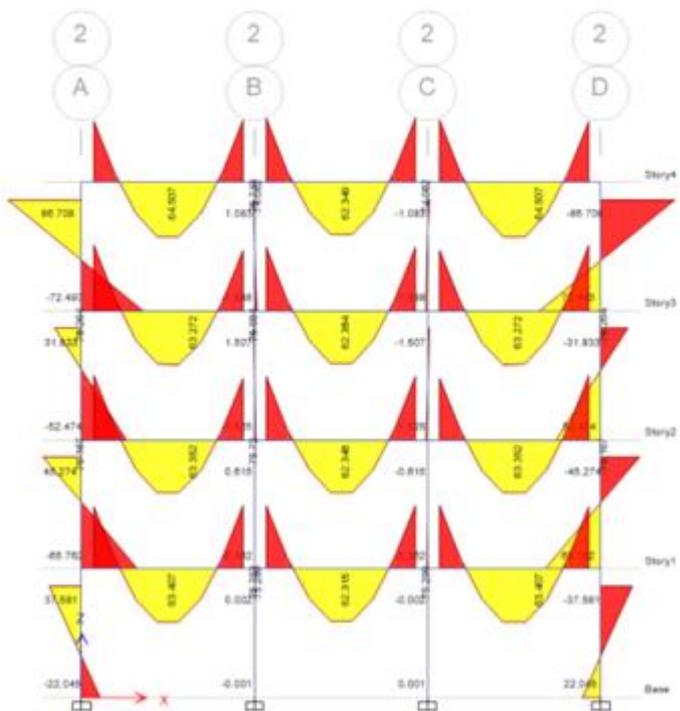


Vu1=	0.9016	ton
Vu2=	0.9080	ton
Vu3=	0.0000	ton

Espaciamientos (Confinamiento)

S1=	8.00	cm
S2=	8.00	cm
S3=	15.00	cm

Eje 2 (A,B,C,D)



Story 1



Vu1=	1.3919	ton
Vu2=	1.3964	ton
Vu3=	0.0000	ton

Espaciamientos (Confinamiento)		
S1=	8.00	cm
S2=	8.00	cm
S3=	15.00	cm

Story 2 y 3



Vu1=	1.3951	ton
Vu2=	1.3951	ton
Vu3=	0.0000	ton

Espaciamientos (Confinamiento)		
S1=	8.00	cm
S2=	8.00	cm
S3=	15.00	cm



Vu1=	1.3925	ton
Vu2=	1.3975	ton
Vu3=	0.0000	ton

Espaciamientos (Confinamiento)		
S1=	8.00	cm
S2=	8.00	cm
S3=	15.00	cm

Nota: Todos los calculos de los espaciamientos se los realizó por confinamiento debido a que no existen cargas excesivamente grandes para que los espaciamientos nos den menores en corte.

Ilustración 85. Verificación por corte de vigas

Fuente. Excel de autoría propia

• Columnas

RE FUERZO DE CONFINAMIENTO, A_{sh}

$$S_{\text{extremos}} = \min \left\{ \begin{array}{l} 10 \text{ cm} \\ 6 \phi \text{ varilla} \end{array} \right.$$

6ϕ col=	12.064
10	cm

S extremos=	10.00	cm
--------------------	-------	----

$$S_{\text{centro}} = \min \left\{ \begin{array}{l} 15 \text{ cm} \\ 6 \phi \text{ varilla} \end{array} \right.$$

6ϕ col=	12.064
15	cm

S centro=	12.06	cm
------------------	-------	----

$$L_o = \max \left\{ \begin{array}{l} h_c \\ h_n/6 \\ 45 \text{ cm} \end{array} \right.$$

h_c=	55
h_n/6=	43.33
45	cm

L_o=	55.00	cm
-----------------------	-------	----

$$A_{sh} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \times \frac{S_h \times h'' \times f'_c}{f_{yh}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \\ 0.09 \times \frac{S_h \times h'' \times f'_c}{f_{yh}} \end{array} \right.$$

h''=	50	cm
A_g=	3025	cm ²
A_{ch}=	2500	cm ²

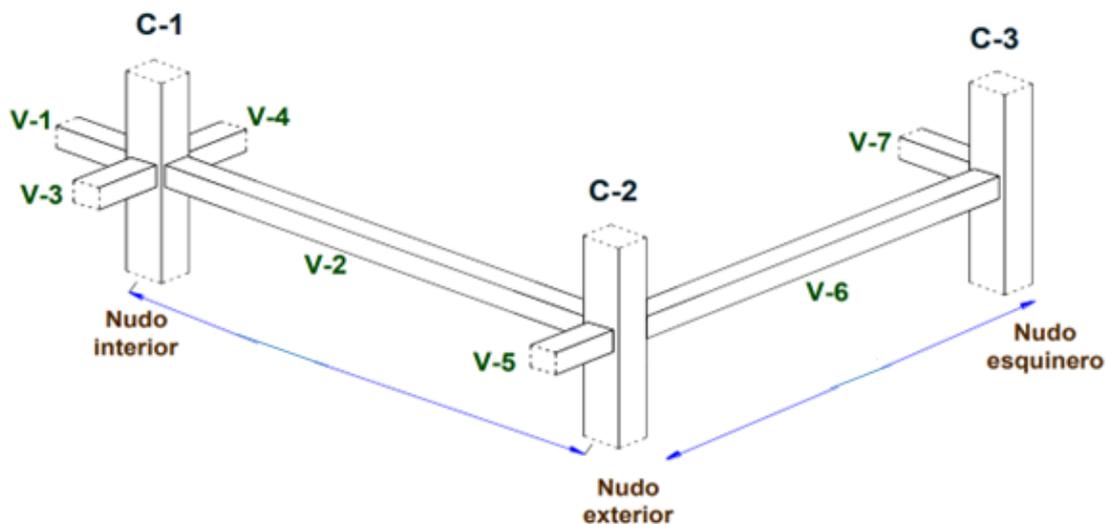
A_{sh}=	3.10	cm ²
------------------------	------	-----------------

Ilustración 86. Verificación por corte de columnas

Fuente. Excel de autoría propia

3.2.10.1.13 Diseño de nudos

ESQUEMA GENERAL



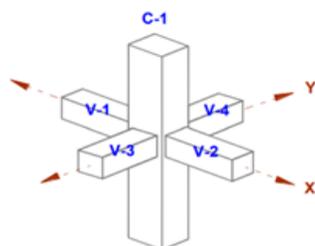
DATOS VIGAS

VIGAS	ANCHO (b)	PERALTE (h)	ARMADURA SUPERIOR (As1)			ARMADURA INFERIOR (As2)		
	cm	cm						
V-1	25	40	3	∅	12	4	∅	12
V-2	25	40	3	∅	12	4	∅	12
V-3	25	40	3	∅	12	4	∅	12
V-4	25	40	3	∅	12	4	∅	12
V-5	25	40	3	∅	12	4	∅	12
V-6	25	40	3	∅	12	4	∅	12
V-7	25	40	3	∅	12	4	∅	12

DATOS COLUMNAS

VIGAS	ANCHO (b)	PERALTE (h)	ARMADURA		
	cm	cm			
C-1	55	55	16	∅	16
C-2	55	55	16	∅	16
C-3	55	55	16	∅	16

DISEÑO NUDO INTERIOR



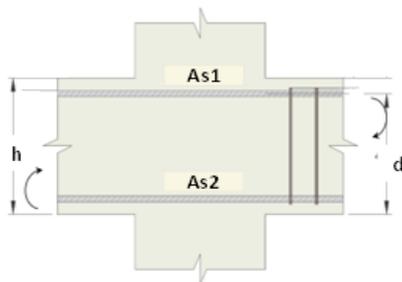
a) CONTROL DE ADHERENCIA

hc=	550	mm
∅c=	16	mm

hv=	400	mm
∅v=	12	mm

Revisamos condición:	$h_c \geq 20 \phi_{viga}$	CUMPLE
Revisamos condición:	$h_v \geq 20 \phi_{columna}$	CUMPLE

b) RESISTENCIA AL CORTANTE HORIZONTAL



$$M_1 = A_{s1} \alpha F_y \left(d - A_{s1} \alpha \frac{F_y}{1,7 f'_c b} \right)$$

$$M_2 = A_{s2} \alpha F_y \left(d - A_{s2} \alpha \frac{F_y}{1,7 f'_c b} \right)$$



H= 3 m

1. Cortante aplicado al nudo, Vj

$\alpha =$	1.25	
$A_{s1} =$	3.39	cm ²
$A_{s2} =$	4.52	cm ²
$h =$	40	cm
$b =$	25	cm
$d =$	37	cm
$M_1 =$	627967.18	kg*cm
	6.28	T*m
$M_2 =$	823464.0008	kg*cm
	8.23	T*m

$$V_{cot} = \frac{M_1 + M_2}{H}$$

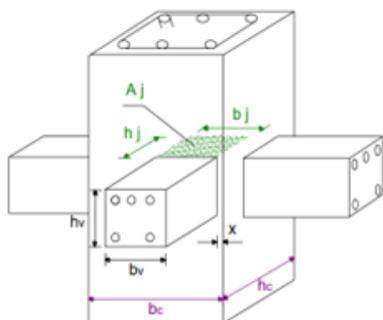
$V_{cot} =$	4.84	T
$T_1 = A_{s1} \alpha F_y$		
$T_1 =$	17.81	T
$C_2 = A_{s2} \alpha F_y$		
$C_2 =$	23.75	T

$$V_j = T_1 + C_2 - V_{cot}$$

$V_j =$	36.73	T
---------	-------	---

2. Cortante resistido por el nudo, Vn

$$A_j = b_j h_j$$



$b_v =$	25.00	cm
$h_j =$	55.00	cm

$$b_j \leq \begin{pmatrix} b_v + h_j \\ b_v + 2x \end{pmatrix}$$

$b_v + h_j =$	50
$x =$	15
$b_v + 2x =$	55

$b_j =$	50	cm
$A_j =$	2750	cm ²

$$V_n = \gamma \sqrt{f'_c} A_j$$

$V_n =$	136.33	T
$0.85 * V_n =$	115.88	T

$$coef = \frac{V_j}{\phi V_n}$$

$coef =$	0.317
----------	-------

Revisamos condición:	$\phi V_n \geq V_j$	CUMPLE
----------------------	---------------------	--------

c) RESISTENCIA AL CORTANTE VERTICAL

1. Cortante aplicado al nudo, V_{jv}

Revisamos condición:	$h_v < h_c$	CUMPLE
----------------------	-------------	--------

$$V_{jv} = V_j \times \left(\frac{h_v}{h_c}\right)$$

$V_{jv} =$	26.71	T
------------	-------	---

Revisamos condición:	$V_{jv} < V_j$	CUMPLE
----------------------	----------------	--------

2. Cortante vertical resistido por el nudo, V_{nv}

Revisamos condición:	Mínimo 8 varillas en la columna	CUMPLE
----------------------	---------------------------------	--------

d) REFUERZO DE CONFINAMIENTO, A_{sh}

$$S_h = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{b_c}{4} \\ \frac{h_c}{4} \\ 6\phi_{columna} \\ 15cm \end{array} \right.$$

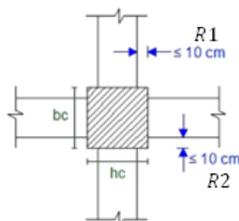
$b_c/4 =$	13.75
$h_c/4 =$	13.75
$6\phi_{col} =$	12.0637158
	15

$S_h =$	12.06	cm
---------	-------	----

$$A_{sh} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \frac{S_h h'' f'_c}{f_{yh}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \\ 0,09 \frac{S_h h'' f'_c}{f_{yh}} \end{array} \right.$$

$h'' =$	48	cm
$A_g =$	3025	cm ²
$A_{ch} =$	2304	cm ²

$A_{sh} =$	3.11	@	12.06	cm ²
------------	------	---	-------	-----------------

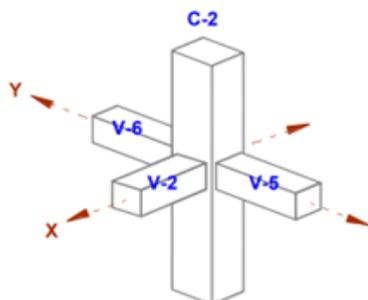


Revisamos condición:	$R1 \leq 10cm$	CUMPLE
----------------------	----------------	--------

Revisamos condición:	$R2 \leq 10cm$	CUMPLE
----------------------	----------------	--------

DISEÑO NUDO EXTERIOR

DIRECCIÓN DE ANÁLISIS "X" (VIGA V2)



a) CONTROL DE ADHERENCIA

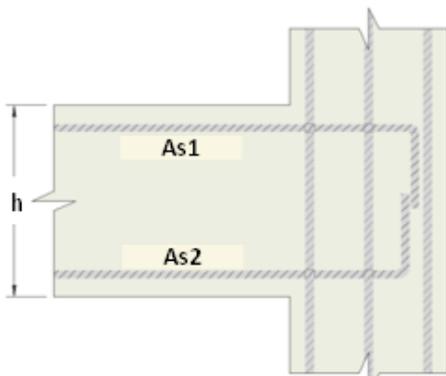
$h_c =$	550	mm
$\phi_c =$	16	mm

$h_v =$	400	mm
$\phi_v =$	12	mm

Revisamos condición:	$h_c \geq 20 \phi_{viga}$	CUMPLE
Revisamos condición:	$h_v \geq 20 \phi_{columna}$	CUMPLE

b) RESISTENCIA AL CORTANTE HORIZONTAL

1. Cortante aplicado al nudo, V_j



$$M_1 = A_{s1} \alpha F_y \left(d - A_{s1} \alpha \frac{F_y}{1,7 f'_c b} \right)$$

$\alpha =$	1.25
------------	------

$A_{s1} =$	3.39	cm ²
$A_{s2} =$	"No se considera"	

$h =$	40	cm
$b =$	25	cm
$d =$	36.5	cm

$M_1 =$	619060.77	kg*cm
	6.19	T*m
$M_2 =$	0	kg*cm
	0.00	T*m

$$V_{col} = \frac{M_1}{H}$$

$V_{col} =$	2.06	T
-------------	------	---

$$T_1 = A_{s1} \alpha F_y$$

$T_1 =$	17.81	T
---------	-------	---

$$V_j = T_1 - V_{col}$$

$V_j =$	15.75	T
---------	-------	---



2. Cortante resistido por el nudo, V_n

$$A_j = b_j h_j$$

$b_v =$	25.00	cm
$h_j =$	55.00	cm

$$b_j \leq (b_v + h_j)$$

$b_v + h_j =$	80.00
$x =$	15
$b_v + 2x =$	55

$b_j =$	55	cm
$A_j =$	3025	cm ²

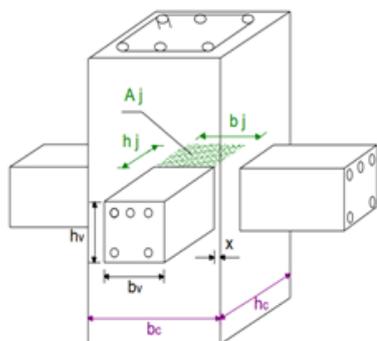
$$V_n = \gamma \sqrt{f'_c} A_j$$

$V_n =$	187.45	T
---------	--------	---

$$coef = \frac{V_j}{\phi V_n}$$

$coef =$	0.099
----------	-------

Revisamos condición:	$\phi V_n \geq V_j$	CUMPLE
----------------------	---------------------	--------



c) RESISTENCIA AL CORTANTE VERTICAL

1. Cortante aplicado al nudo, V_{jv}

Revisamos condición:	$h_v < h_c$	CUMPLE
----------------------	-------------	--------

$$V_{jv} = V_j \times \left(\frac{h_v}{h_c}\right)$$

$V_{jv} =$	11.45	T
------------	-------	---

Revisamos condición:	$V_{jv} < V_j$	CUMPLE
----------------------	----------------	--------

2. Cortante vertical resistido por el nudo, V_{nv}

Revisamos condición:	Mínimo 8 varillas en la columna	CUMPLE
----------------------	---------------------------------	--------

d) REFUERZO DE CONFINAMIENTO, A_{sh}

$$S_h = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{b_c}{4} \\ \frac{h_c}{4} \\ 6\phi_{columna} \\ 15cm \end{array} \right.$$

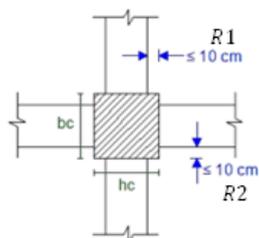
$b_c/4 =$	13.75
$h_c/4 =$	13.75
$6\phi_{col} =$	12.0637158
	15

$S_h =$	12.06	cm
---------	-------	----

$$A_{sh} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \frac{S_h h'' f'_c}{f_{yh}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) - 1 \right] \\ 0,09 \frac{S_h h'' f'_c}{f_{yh}} \end{array} \right.$$

$h'' =$	48	cm
$A_g =$	3025	cm ²
$A_{ch} =$	2304	cm ²

$A_{sh} =$	3.11 @ 12.06	cm ²
------------	--------------	-----------------



Revisamos condición:	$R1 \leq 10cm$	CUMPLE
----------------------	----------------	--------

Revisamos condición:	$R2 \leq 10cm$	CUMPLE
----------------------	----------------	--------

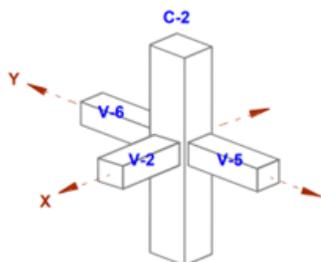
e) CONTROL DE LONGITUD DE ANCLAJE

$$l_{dh_{req}} = \frac{f_y \phi_v}{17,2 \sqrt{f'_c}}$$

$$l_{dh_{disp}} = h_{c2} - (2 \text{ Recubrimiento} + 1)$$

$l_{dh_{req}} =$	18.91	cm	$l_{dh_{disp}} =$	55.50	cm
------------------	-------	----	-------------------	-------	----

Revisamos condición:	$l_{dh_{req}} < l_{dh_{disp}}$	CUMPLE
----------------------	--------------------------------	--------



DIRECCIÓN DE ANÁLISIS "Y" (VIGA V5 - V6)

a) CONTROL DE ADHERENCIA

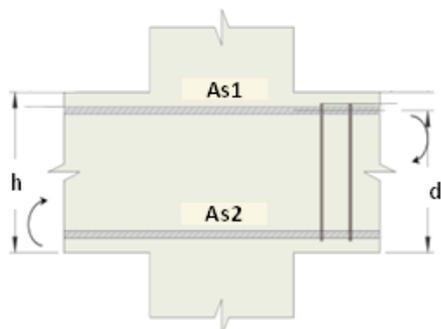
$h_c =$	550	mm
$\phi_c =$	16	mm

$h_v =$	400	mm
$\phi_v =$	12	mm

Revisamos condición:	$h_c \geq 20 \phi_{viga}$	CUMPLE
Revisamos condición:	$h_v \geq 20 \phi_{columna}$	CUMPLE

b) RESISTENCIA AL CORTANTE HORIZONTAL

1. Cortante aplicado al nudo, V_j



$$M_1 = A_{s1} \alpha F_y \left(d - A_{s1} \alpha \frac{F_y}{1,7 f'_c b} \right)$$

$\alpha =$	1.25	
------------	------	--

$A_{s1} =$	3.39	cm ²
$A_{s2} =$	4.52	cm ²

$h =$	40	cm
$b =$	25	cm
$d =$	36.5	cm

$M_1 =$	619060.77	kg*cm
	6.19	T*m
$M_2 =$	811588.7805	kg*cm
	8.12	T*m

$$V_{col} = \frac{M_1 + M_2}{H}$$

$V_{col} =$	4.77	T
-------------	------	---

$$T_1 = A_{s1} \alpha F_y$$

$T_1 =$	17.81	T
---------	-------	---

$$C_2 = A_{s2} \alpha F_y$$

$C_2 =$	23.75	T
---------	-------	---

$$V_j = T_1 - V_{col}$$

$V_j =$	36.79	T
---------	-------	---



$$H = 3 \text{ m}$$

2. Cortante resistido por el nudo, V_n

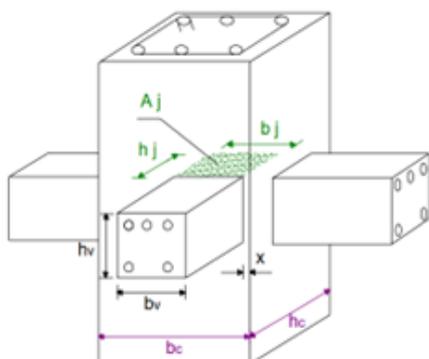
$$A_j = b_j h_j$$

$b_v =$	25.00	cm
$h_j =$	55.00	cm

$$b_j \leq (b_v + h_j)$$

$b_v + h_j =$	80.00
$x =$	15
$b_v + 2x =$	55

$b_j =$	55	cm
$A_j =$	3025	cm ²



$$V_n = \gamma \sqrt{f'_c} A_j$$

$$\text{coef} = \frac{V_j}{\phi V_n}$$

Vn=	187.45	T
-----	--------	---

coef=	0.231
-------	-------

Revisamos condición:	$\phi V_n \geq V_j$	CUMPLE
----------------------	---------------------	--------

c) RESISTENCIA AL CORTANTE VERTICAL

1. Cortante aplicado al nudo, V_{jv}

Revisamos condición:	$h_v < h_c$	CUMPLE
----------------------	-------------	--------

$$V_{jv} = V_j \times \left(\frac{h_v}{h_c}\right)$$

V _{jv} =	26.76	T
-------------------	-------	---

Revisamos condición:	$V_{jv} < V_j$	CUMPLE
----------------------	----------------	--------

2. Cortante vertical resistido por el nudo, V_{rv}

Revisamos condición:	Mínimo 8 varillas en la columna	CUMPLE
----------------------	---------------------------------	--------

d) REFUERZO DE CONFINAMIENTO, A_{sh}

$$S_h = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{b_c}{4} \\ \frac{h_c}{4} \\ 6\phi_{columna} \\ 15\text{cm} \end{array} \right.$$

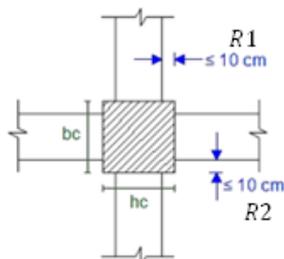
bc/4=	13.75
hc/4=	13.75
6φ _{col} =	12.0637158
	15

Sh=	12.06	cm
-----	-------	----

$$A_{sh} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \frac{S_h h'' f'_c}{f_{yh}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \\ 0,09 \frac{S_h h'' f'_c}{f_{yh}} \end{array} \right.$$

h''=	48	cm
A _g =	3025	cm ²
A _{ch} =	2304	cm ²

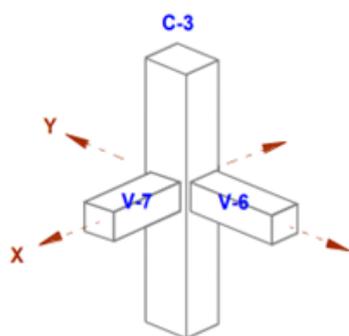
A _{sh} =	3.11 @ 12.06	cm ²
-------------------	--------------	-----------------



Revisamos condición:	$R2 \leq 10\text{cm}$	CUMPLE
----------------------	-----------------------	--------

Revisamos condición:	$R1 \leq 10\text{cm}$	CUMPLE
----------------------	-----------------------	--------

DISEÑO NUDO ESQUINERO



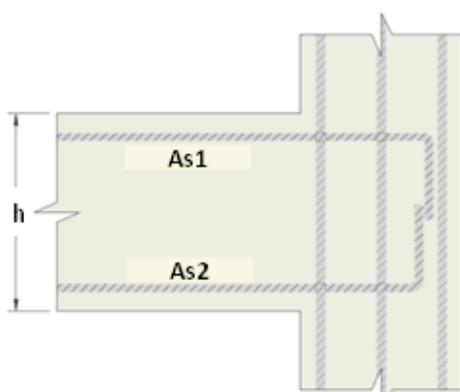
DIRECCIÓN DE ANÁLISIS "X" (VIGA V7)

a) CONTROL DE ADHERENCIA

hc=	550	mm
Øc=	16	mm

hv=	400	mm
Øv=	12	mm

Revisamos condición:	$h_c \geq 20 \phi_{viga}$	CUMPLE
Revisamos condición:	$h_v \geq 20 \phi_{columna}$	CUMPLE



b) RESISTENCIA AL CORTANTE HORIZONTAL

1. Cortante aplicado al nudo, Vj

α=	1.25
----	------

As1=	3.39	cm ²
As2=	"No se considera"	

h=	40	cm
b=	25	cm
d=	36.5	cm

M1=	619060.77	kg*cm
	6.19	T*m
M2=	0	kg*cm
	0.00	T*m

$$M_1 = A_{s1} \alpha F_y \left(d - A_{s1} \alpha \frac{F_y}{1.7 f'_c b} \right)$$



H= 3 m

$$V_{col} = \frac{M_1}{H}$$

Vcol=	2.06	T
-------	------	---

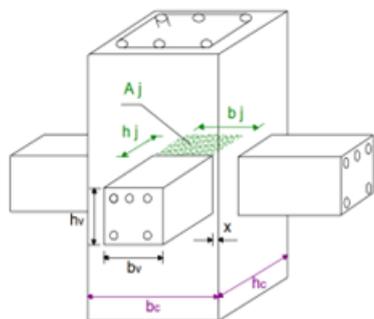
$$T_1 = A_{s1} \alpha F_y$$

T1=	17.81	T
-----	-------	---

$$V_j = T_1 - V_{col}$$

Vj=	15.75	T
-----	-------	---

2. Cortante resistido por el nudo, Vn



$$A_j = b_j h_j$$

bv=	25.00	cm
bj=	55.00	cm

$$b_j \leq \left(\begin{matrix} b_v + h_j \\ b_v + 2x \end{matrix} \right)$$

bv+hj=	80.00
x=	15
bv+2x=	55

bj=	55	cm
Aj=	3025	cm ²

$$V_n = \gamma \sqrt{f'_c} A_j$$

Vn=	149.96	T
0.85*Vn=	127.47	T

$$coef = \frac{V_j}{\phi V_n}$$

coef=	0.124
-------	-------

Revisamos condición:	$\phi V_n \geq V_j$	CUMPLE
----------------------	---------------------	--------

c) RESISTENCIA AL CORTANTE VERTICAL

1. Cortante aplicado al nudo, Vjv

Revisamos condición:	$h_v < h_c$	CUMPLE
----------------------	-------------	--------

$$V_{jv} = V_j \times \left(\frac{h_v}{h_c} \right)$$

Vjv=	11.45	T
------	-------	---

Revisamos condición:	$V_{jv} < V_j$	CUMPLE
----------------------	----------------	--------

d) REFUERZO DE CONFINAMIENTO, Ash

$$S_h = \min \left\{ \begin{matrix} \frac{b_c}{4} \\ \frac{h_c}{4} \\ 6\phi_{columna} \\ 15cm \end{matrix} \right.$$

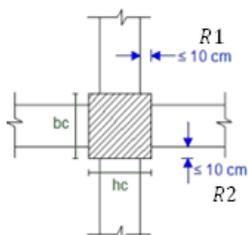
b _c /4=	13.75
h _c /4=	13.75
6φ _{col} =	12.0637158
	15

Sh=	12.06	cm
-----	-------	----

$$A_{sh} = \max \left\{ \begin{matrix} 0,3 \frac{S_h h'' f'_c}{f_{yh}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \\ 0,09 \frac{S_h h'' f'_c}{f_{yh}} \end{matrix} \right.$$

h''=	48	cm
A _g =	3025	cm ²
A _{ch} =	2304	cm ²

Ash=	3.11 @ 12.06	cm ²
------	--------------	-----------------



Revisamos condición:	$R1 \leq 10cm$	CUMPLE
----------------------	----------------	--------

Revisamos condición:	$R2 \leq 10cm$	CUMPLE
----------------------	----------------	--------

e) CONTROL DE LONGITUD DE ANCLAJE

$$l dh_{req} = \frac{f_y \phi_v}{17,2\sqrt{f'_c}}$$

$$l dh_{disp} = h_{c2} - (2 \text{ Recubrimiento} + 1)$$

l dh req=	18.91	cm	l dh disp=	55.50	cm
Revisamos condición:			$l dh_{req} < l dh_{disp}$		
			CUMPLE		

Ilustración 87. Diseño de nudos, centrales, laterales y esquineros

Fuente. Excel de autoría propia

- **Criterio columna fuerte-viga débil**

COLUMNA FUERTE - VIGA DÉBIL					
NUDO CENTRAL					
	Mv1=	6.28	T*m		
	Mv2=	8.23	T*m		
	Mc=	58.18	T*m		
Revisamos condición:			$\sum M_{col} \geq 1,2 \sum M_{viga}$		
			CUMPLE		
NUDO EXTERIOR					
	Mv1=	6.19	T*m		
	Mv2=	8.12	T*m		
	Mc=	58.18	T*m		
Revisamos condición:			$\sum M_{col} \geq 1,2 \sum M_{viga}$		
			CUMPLE		
NUDO ESQUINERO					
	Mv1=	6.19	T*m		
	Mv2=	0.00	T*m		
	Mc=	58.18	T*m		
Revisamos condición:			$\sum M_{col} \geq 1,2 \sum M_{viga}$		
			CUMPLE		

Ilustración 88. Verificación columna fuerte viga débil

Fuente. Excel de autoría propia

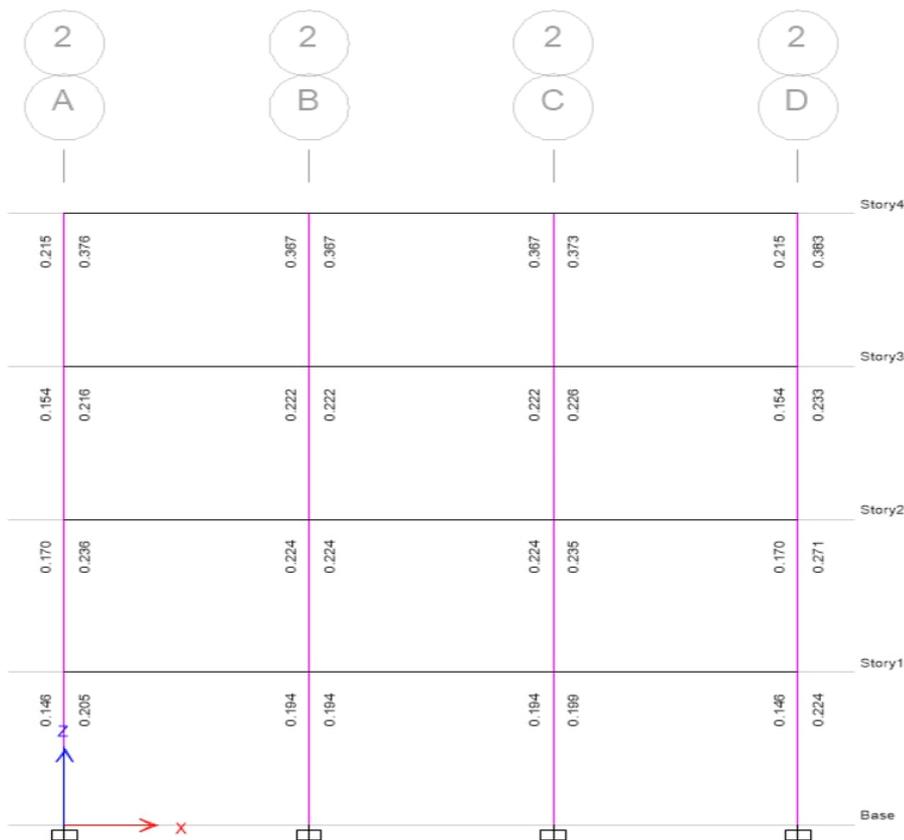


Ilustración 89. Verificación nudos eje crítico

Fuente. Etabs 2021

3.2.10.2 Estructuración del arquetipo 2

E Frame Section Property Data
✕

General Data

Property Name: COL 65x65 (internas)

Material: Hormigon 240

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

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0.65 m

Width: 0.65 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

E Frame Section Property Reinforcement Data ×

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: Acero de refuerzo

Confinement Bars (Ties): Acero de refuerzo

Reinforcement Configuration

Rectangular

Circular

Confinement Bars

Ties

Spirals

Check/Design

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: 2.5 cm

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 3

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 3

Longitudinal Bar Size and Area: 14 ... 1.54 cm²

Comer Bar Size and Area: 14 ... 1.54 cm²

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area: 10 ... 0.79 cm²

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 10 cm

Number of Confinement Bars in 3-dir: 3

Number of Confinement Bars in 2-dir: 3

Ilustración 90. Diseño de columnas internas (recubrimiento 2.5 cm)

Fuente. Etabs 2021

E Frame Section Property Data ×

General Data

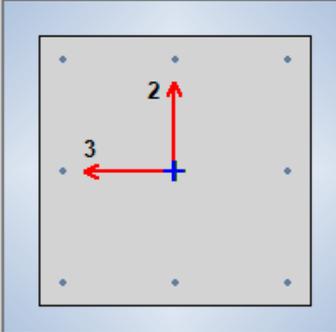
Property Name: COL65x65 (perimetrales)

Material: Hormigon 240

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

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...



Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0.65 m

Width: 0.65 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

E Frame Section Property Reinforcement Data ×

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: Acero de refuerzo

Confinement Bars (Ties): Acero de refuerzo

Reinforcement Configuration

Rectangular

Circular

Confinement Bars

Ties

Spirals

Check/Design

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: 4 cm

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 3

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 3

Longitudinal Bar Size and Area: 14 ... 1.54 cm²

Corner Bar Size and Area: 14 ... 1.54 cm²

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area: 10 ... 0.79 cm²

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 10 cm

Number of Confinement Bars in 3-dir: 3

Number of Confinement Bars in 2-dir: 3

Ilustración 91. Diseño de columnas perimetrales (recubrimiento 4 cm)

Fuente. Etabs 2021

E Frame Section Property Data ×

General Data

Property Name: V55x30

Material: Hormigon 240

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

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

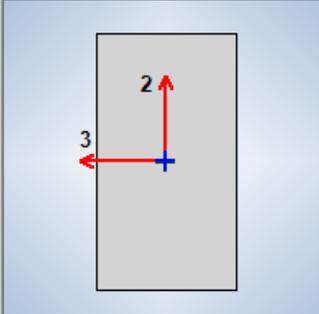
Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0.55 m

Width: 0.3 m



Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Ilustración 92. Diseño de vigas luces de 6 metros

Fuente. Etabs 2021

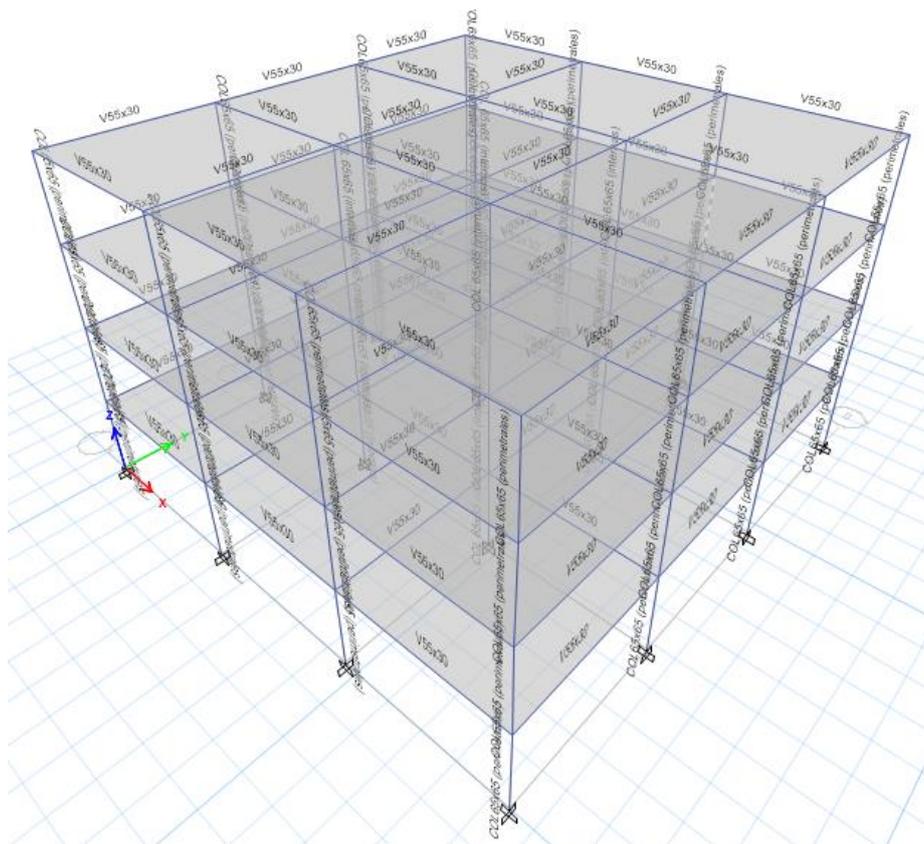


Ilustración 93. Modelo 3d luces de 6 metros

Fuente. Etabs 2021

3.2.10.2.1 Lista de materiales

	Story	Object Type	Material	Weight kgf	Floor Area m ²	Unit Weight kgf/m ²	Number Pieces	Number Studs
▶	Story4	Column	Hormigon 240	48728.17	324	150.4	16	
	Story4	Beam	Hormigon 240	50905.08	324	157.11	24	0
	Story4	Floor	Hormigon 240	80963.73	324	249.89		
	Story3	Column	Hormigon 240	48728.17	324	150.4	16	
	Story3	Beam	Hormigon 240	50905.08	324	157.11	24	0
	Story3	Floor	Hormigon 240	80963.73	324	249.89		
	Story2	Column	Hormigon 240	48728.17	324	150.4	16	
	Story2	Beam	Hormigon 240	50905.08	324	157.11	24	0
	Story2	Floor	Hormigon 240	80963.73	324	249.89		
	Story1	Column	Hormigon 240	48728.17	324	150.4	16	
	Story1	Beam	Hormigon 240	50905.08	324	157.11	24	0
	Story1	Floor	Hormigon 240	80963.73	324	249.89		
	Sum	Column	Hormigon 240	194912.68	1296	150.4	64	
	Sum	Beam	Hormigon 240	203620.31	1296	157.11	96	0
	Sum	Floor	Hormigon 240	323854.91	1296	249.89		
	Total	All	All	722387.89	1296	557.4	160	0

Ilustración 94. Lista de materiales por piso

Fuente. Etabs 2021

3.2.10.2.2 Verificación y corrección del cortante

Modelo 2		
TABLE: Mass Summary by Story		
Story	UX	UY
	kg	kg
Story4	188632,89	188632,89
Story3	293996,97	293996,97
Story2	293996,97	293996,97
Story1	293996,97	293996,97
Base	24364,08	24364,08

W	1070623,8	kg
V	211907,4981	kN
	2078,812556	
Tn (Periodo natural)	0,6593	seg
T	0,515	seg
T (analisis)	0,5148	seg
Sa	0,197929	g
k	1,0074	

Tabla fuerza horizontal y vertical equivalente						
Pisos	Altura	Masa	$m \cdot h^k$	Cv	F	
4	12	188632,89	2305560,194	0,300533922	624,75369	
3	9	293996,97	2689301,911	0,350555345	728,7388536	
2	6	293996,97	1787502,074	0,233004113	484,3718762	
1	3	293996,97	889183,1157	0,11590662	240,9481367	
			7671547,295	1	2078,812556	kN

TABLE: Base Reactions				
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY
			kN	kN
SX	LinStatic		-2083,0479	0
SY	LinStatic		0	-2083,0479
Espectro X	LinRespSpec	Max	1648,198204	0
Espectro Y	LinRespSpec	Max	0	1648,198204

	Fx	Fy	
Regular	0,8	0,8	
80%	1666,4383	1666,4383	
F.Correccion	1,01106670	1,01106670	Realizar corrección

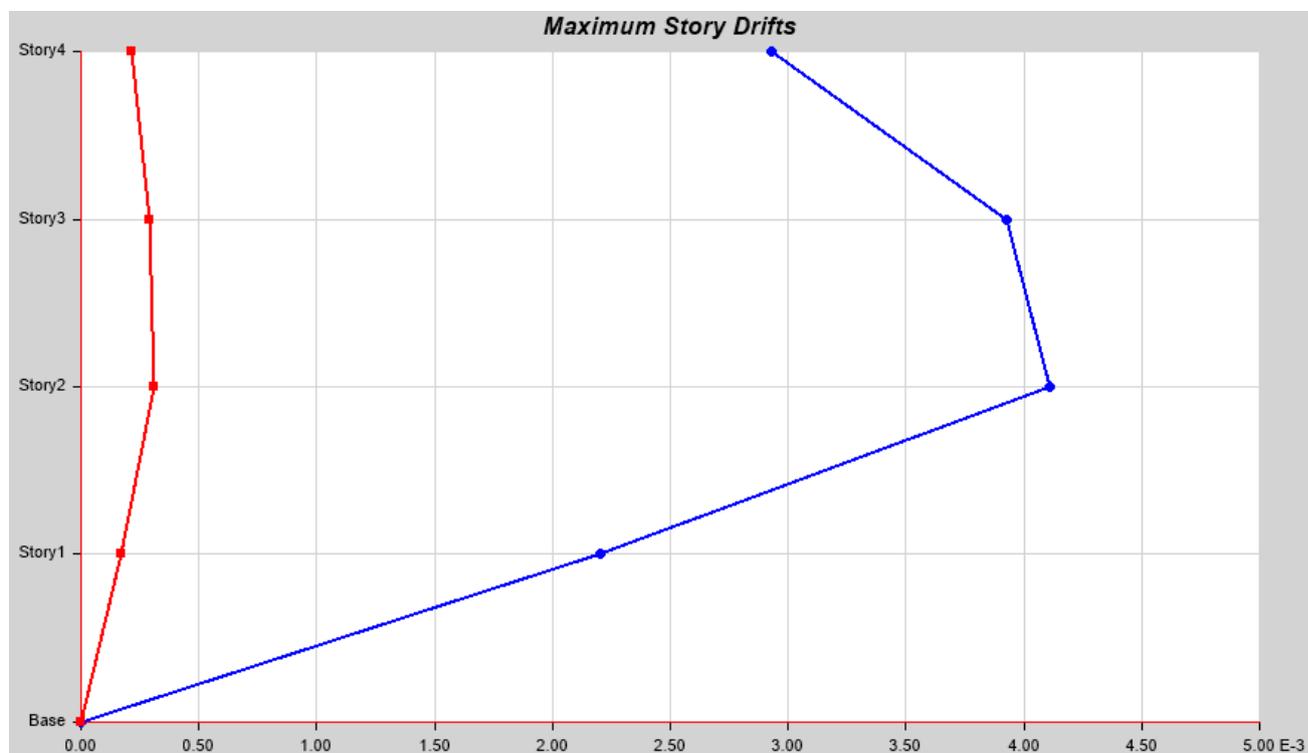
TABLE: Base Reactions				
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY
			kN	kN
SX	LinStatic		-2083,0479	0
SY	LinStatic		0	-2083,0479
Espectro X	LinRespSpec	Max	1666,4386	0,000001145
Espectro Y	LinRespSpec	Max	0,000001221	1666,4386

	Fx	Fy	
Regular	0,8	0,8	
80%	1666,4383	1666,4383	
F.Correccion	1,00	1,00	Correcto

Ilustración 95. Corrección manual del cortante

3.2.10.2.3 Derivas elásticas

▼ Name	
Name	StoryResp2
▼ Show	
Display Type	Max story drifts
Case/Combo	SX
Load Type	Load Case
▼ Display For	
Story Range	All Stories
Top Story	Story4
Bottom Story	Base
▼ Display Colors	
Global X	Blue
Global Y	Red
▼ Legend	
Legend Type	None



Max: (0.00411, Story2); Min: (0, Base)

Ilustración 96. Deriva elástica (SX)

Fuente. Etabs 2021

▼ Name	
Name	StoryResp 1
▼ Show	
Display Type	Max story drifts
Case/Combo	SY
Load Type	Load Case
▼ Display For	
Story Range	All Stories
Top Story	Story4
Bottom Story	Base
▼ Display Colors	
Global X	■ Blue
Global Y	■ Red
▼ Legend	
Legend Type	None



Max: (0.00411, Story2); Min: (0, Base)

Ilustración 97. Deriva elástica (SY)

Fuente. Etabs 2021

3.2.10.2.4 Derivas inelásticas

$$D_{SX} = 0.00411 \times 6 \times 0.75$$

$$D_{SX} = 0.018495 < 0.02$$

CORRECTO

$$D_{SX} = 0.00411 \times 6 \times 0.75$$

$$D_{SX} = 0.018495 < 0.02$$

CORRECTO

3.2.10.2.5 Máximos desplazamientos

	Story	Output Case	Case Type	Direction	Maximum m	Average m	Ratio
▶	Story4	SX	LinStatic	X	0.039491	0.03654	1.081
	Story3	SX	LinStatic	X	0.030709	0.028394	1.082
	Story2	SX	LinStatic	X	0.018932	0.01749	1.082
	Story1	SX	LinStatic	X	0.006602	0.006092	1.084
	Story4	SY	LinStatic	Y	0.039491	0.03654	1.081
	Story3	SY	LinStatic	Y	0.030709	0.028394	1.082
	Story2	SY	LinStatic	Y	0.018932	0.01749	1.082
	Story1	SY	LinStatic	Y	0.006602	0.006092	1.084

Ilustración 98. Máximos desplazamientos de la estructura

Fuente. Etabs 2021

3.2.10.2.6 Pesos

	Name	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used kgf	Base Shear kgf
▶	SX	Story4	Base	0.1984	1.0074	1070623.81	212411.76
	SY	Story4	Base	0.1984	1.0074	1070623.81	212411.76

Ilustración 99. Pesos de la estructura

Fuente. Etabs 2021

3.2.10.2.7 Periodo

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0.659	0.0011	0.7753	0	0.0011	0.7753	0	0.2641	0.0004	0	0.2641	0.0004	0
Modal	2	0.659	0.7753	0.0011	0	0.7765	0.7765	0	0.0004	0.2641	0	0.2645	0.2645	0
Modal	3	0.561	0	0	0	0.7765	0.7765	0	0	0	0.7823	0.2645	0.2645	0.7823
Modal	4	0.179	0.0193	0.1245	0	0.7957	0.901	0	0.4547	0.0703	0	0.7192	0.3348	0.7823
Modal	5	0.179	0.1245	0.0193	0	0.9202	0.9202	0	0.0703	0.4547	0	0.7895	0.7895	0.7823
Modal	6	0.156	0	0	0	0.9202	0.9202	0	0	0	0.1394	0.7895	0.7895	0.9218
Modal	7	0.083	0.0594	5.749E-07	0	0.9796	0.9202	0	0.000001386	0.1432	0	0.7895	0.9327	0.9218
Modal	8	0.083	5.75E-07	0.0594	0	0.9796	0.9796	0	0.1432	0.000001386	0	0.9327	0.9327	0.9218
Modal	9	0.074	0	0	0	0.9796	0.9796	0	0	0	0.0582	0.9327	0.9327	0.98
Modal	10	0.052	0.0192	0.0011	0	0.9989	0.9808	0	0.0038	0.0635	0	0.9365	0.9962	0.98
Modal	11	0.052	0.0011	0.0192	0	1	1	0	0.0635	0.0038	0	1	1	0.98
Modal	12	0.047	0	0	0	1	1	0	0	0	0.02	1	1	1

Ilustración 100. Periodos de la estructura

Fuente. Etabs 2021

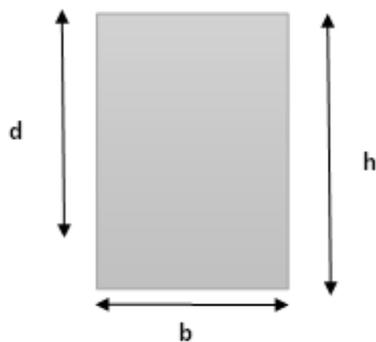
3.2.10.2.8 Centro de masa y rigidez

TABLE: Centers Of Mass And Rigidity											
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cum Mass X	Cum Mass Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR
		kgf-s ² /m	kgf-s ² /m	m	m	kgf-s ² /m	kgf-s ² /m	m	m	m	m
Story1	D1	29979.35	29979.35	9	9	29979.35	29979.35	9	9	9	9
Story2	D2	29979.35	29979.35	9	9	29979.35	29979.35	9	9	9	9
Story3	D3	29979.35	29979.35	9	9	29979.35	29979.35	9	9	9	9
Story4	D4	19235.2	19235.2	9	9	19235.2	19235.2	9	9	9	9

Ilustración 101. Centro de masa de la estructura

Fuente. Etabs 2021

3.2.10.2.9 Verificación de armado en vigas

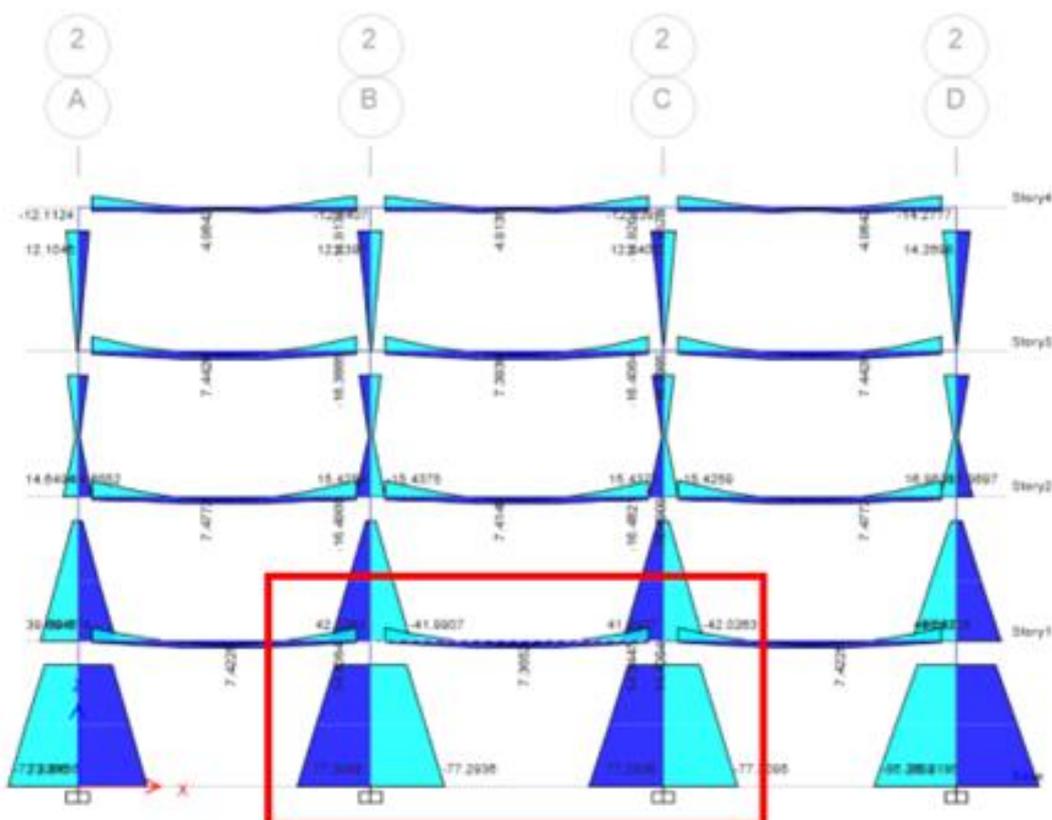


$f'c=$	240	kg/cm ²
$f_y=$	4200	kg/cm ²

Vigas horizontales			Vigas verticales		
h=	55	cm	h=	55	cm
b=	30	cm	b=	30	cm
d=	52	cm	d=	52	cm

D1=	6.00	m	D1=	6.00	m
D2=	6.00	m	D2=	6.00	m
D3=	6.00	m	D3=	6.00	m

Eje 2 (B,C)



M1=	18.9764	ton*m	p1=	0.00664
M2=	18.9764	ton*m	p2=	0.00664
M3=	7.6849	ton*m	p3=	0.00330

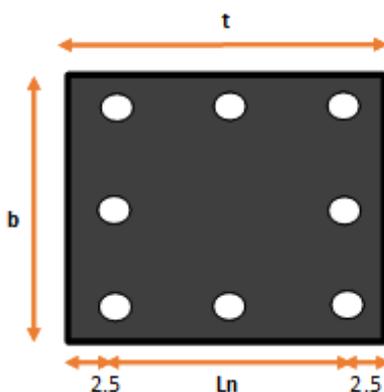
As1=	10.36	cm2
As2=	10.36	cm2
As3=	5.15	cm2



Ilustración 102. Verificación manual del armado en vigas de hormigón armado modelo 2

Fuente. Excel de autoría propia

3.2.10.2.10 Verificación de armado en columnas

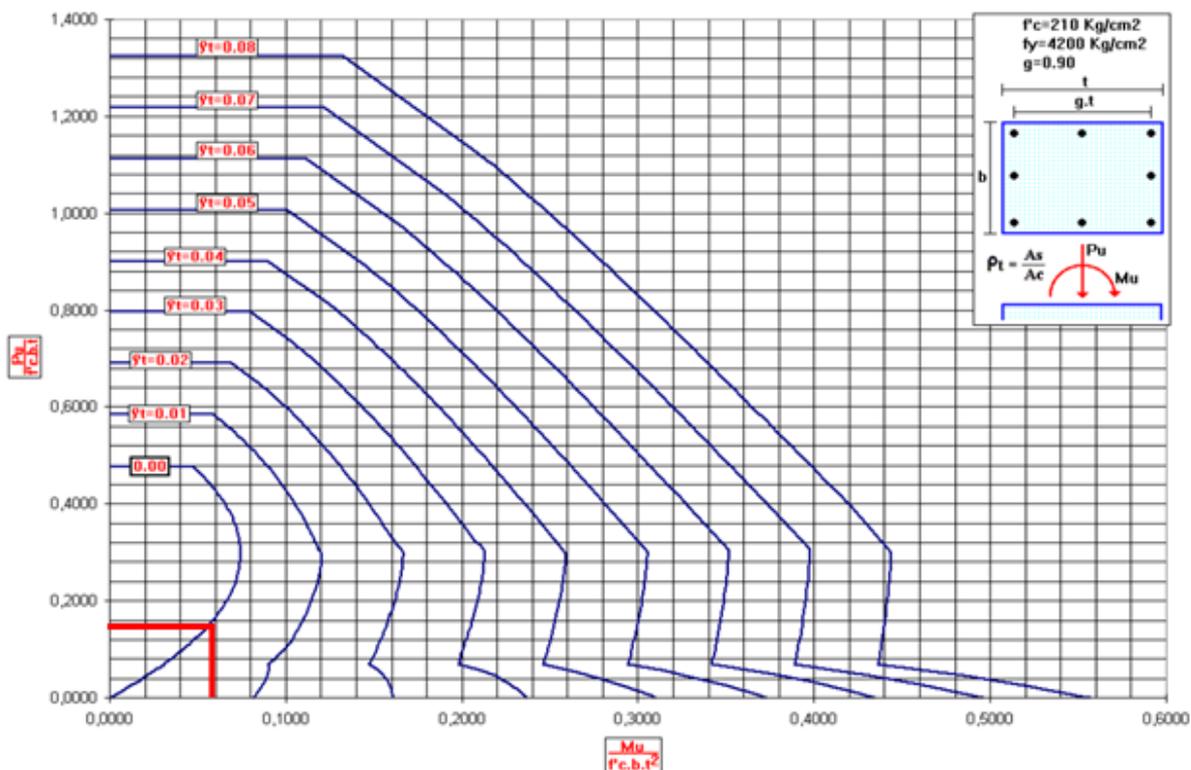


Lado corto	b=	65	cm
Lado largo	t=	65	cm
Lado largo del nucleo	Ln=	60.0	cm
Ln/t	g=	0.92	
Resistencia hormigón	f'c=	240.00	kg/cm2

Momento último	Mu=	4334723.23	kg/cm2
Carga axial última	Pu=	166512.33	kg

$\frac{Mu}{f'c \times b \times t^2} =$	0.066	$\frac{Pu}{f'c \times b \times t} =$	0.164
--	-------	--------------------------------------	-------

DIAGRAMAS DE INTERACCION DE COLUMNAS RECTANGULARES
(gráfico # 124)



ρ diagrama=	0.00200	
UTILIZAR CUANTIA MINIMA		
ρ =	0.01	
A_s =	42.25	cm ²

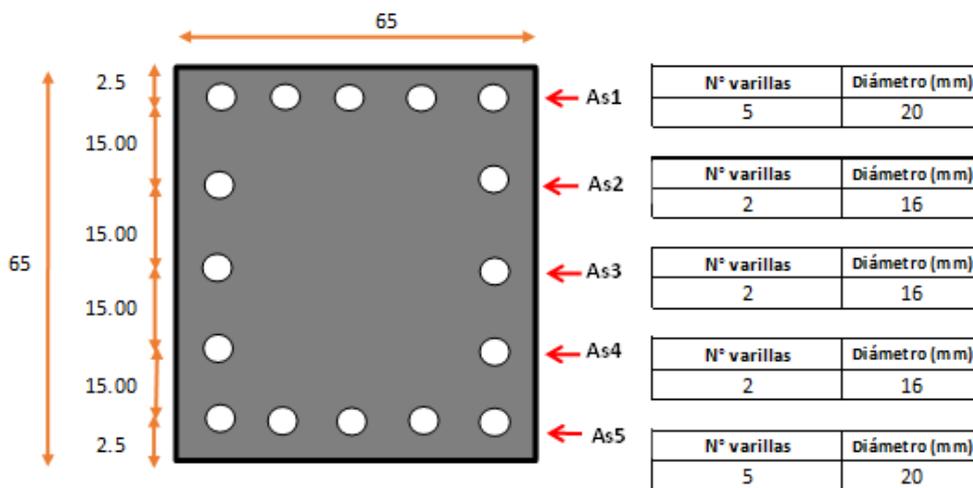


Ilustración 103. Verificación manual de armado en columnas de hormigón armado modelo 2

Fuente. Excel de autoría propia

3.2.10.2.11 Diagrama de interacción

DATOS GENERALES:			
RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN:	$f_c=$	240	kg/cm ²
ESFUERZO DE FLUENCIA DEL ACERO:	$f_y=$	4200	kg/cm ²



Área de acero

As1=	15.71	cm ²
As2=	4.02	cm ²
As3=	4.02	cm ²
As4=	4.02	cm ²
As5=	15.71	cm ²
Astotal=	43.48	cm ²

Deformación máxima del acero ($\epsilon_s \max$)

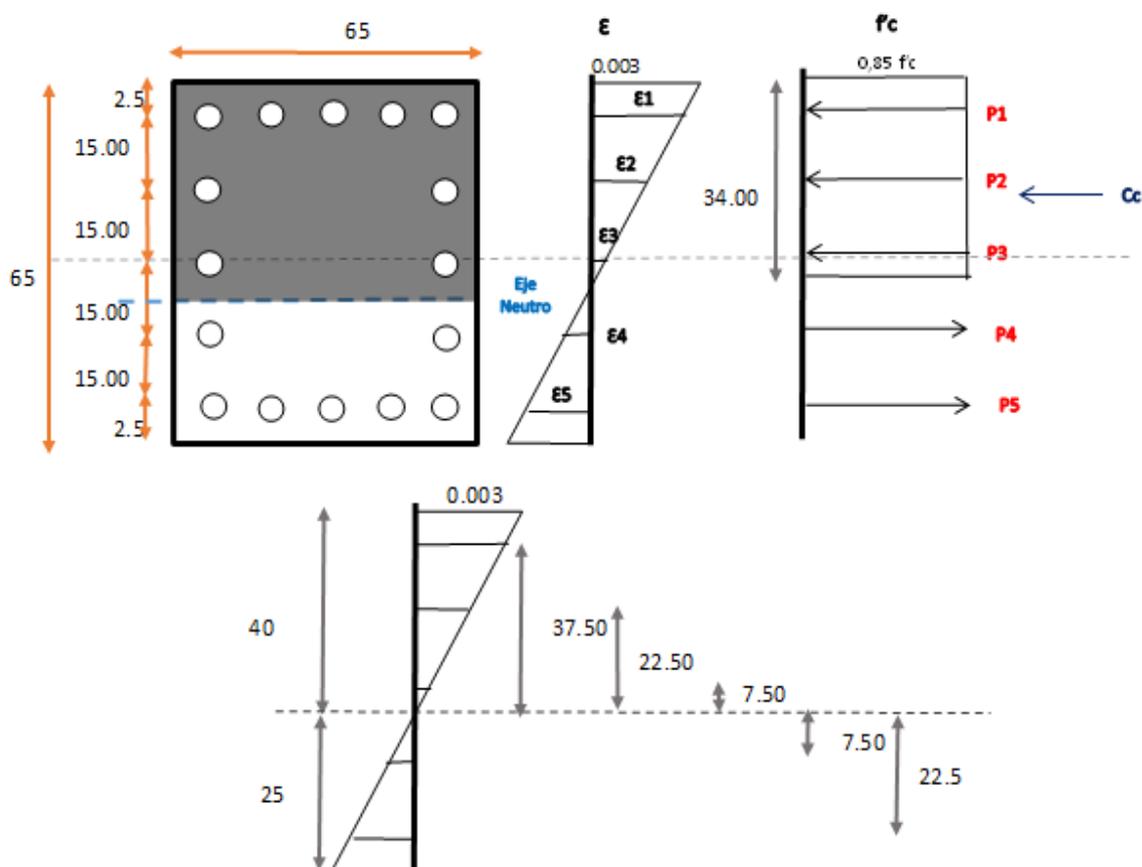
$E_s=$	2100000	kg/cm ²
--------	---------	--------------------

$$\epsilon_s \max = \frac{f_y}{E_s}$$

$E_s \max=$	0.002
-------------	-------

$\epsilon_s < \epsilon_s \max$	$\epsilon_s > \epsilon_s \max$
$f_s = E_s \times \epsilon_s$	$f_s = f_y$

Punto 4



Deformaciones Unitarias	
$\epsilon_1 =$	0.001730769
$\epsilon_2 =$	0.001038462
$\epsilon_3 =$	0.000346154
$\epsilon_4 =$	0.000346154
$\epsilon_5 =$	0.001038462

Esfuerzos en el acero		
$f_{s1} =$	3634.615385	kg/cm ²
$f_{s2} =$	2180.769231	kg/cm ²
$f_{s3} =$	726.9230769	kg/cm ²
$f_{s4} =$	726.9230769	kg/cm ²
$f_{s5} =$	2180.769231	kg/cm ²

Fuerza de compresión en el hormigón		
$C_c =$	450840	kg

Fuerza de compresión en el acero		
P1=	57092.40	kg
P2=	8769.39	kg
P3=	2923.13	kg
P4=	2923.13	kg
P5=	34255.44	kg

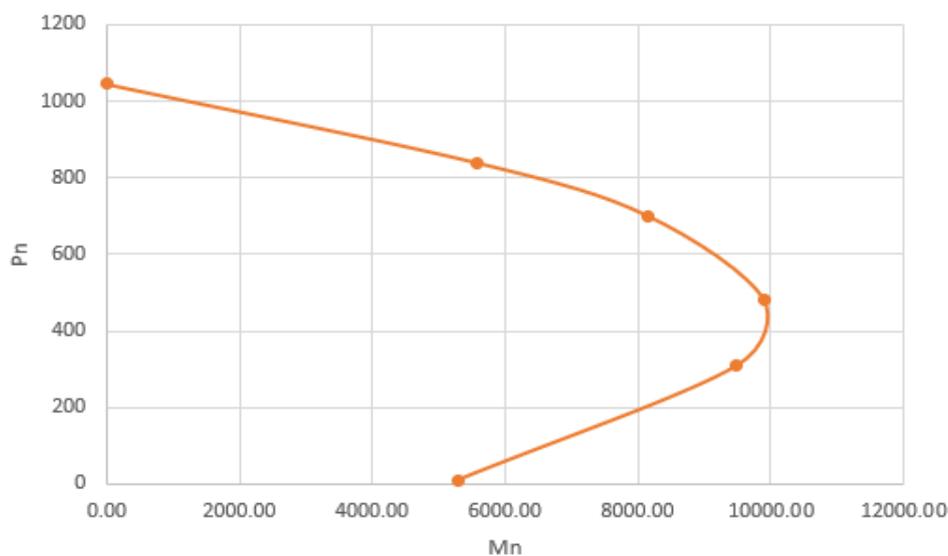
Carga axial nominal		
$P_n = C_c + P_1 + P_2 + P_3 - P_4 - P_5$		
Pn=	482446.36	kg
	482.45	T

Momento flector nominal con respecto al eje centroidal x		
Mn=	9903843.31	kg*cm
	9903.84	T*cm

Curva de interacción nominal

Punto	Mn	Pn
	(T*cm)	(T)
1	0.00	1044.51
2	5587.55	838.77
3	8153.78	700.77
4	9903.84	482.45
5	9487.78	308.24
6	5301.39	10.90

Diagrama de interacción



Curva de interacción modificada						
Punto	Cargas nominales		Cargas últimas		Cargas últimas	
	Mn (T*cm)	Pn (T)	Ø=0.90		Ø=0.70	
			Mn1 (T*cm)	Pn1 (T)	Mn2 (T*cm)	Pn2 (T)
1	0.00	1044.51	0.00	940.06	0.00	731.16
2	5587.55	838.77	5028.79	754.89	3911.28	587.14
3	8153.78	700.77	7338.40	630.69	5707.65	490.54
4	9903.84	482.45	8913.46	434.20	6932.69	337.71
5	9487.78	308.24	8539.01	277.41	6641.45	215.77
6	5301.39	10.90	4771.25	9.81	3710.97	7.63

Mn=	4334723.23	kg*cm
	4334.72	T*cm

Pn=	166512.33	kg
	166.51	T

Diagrama de interacción modificada

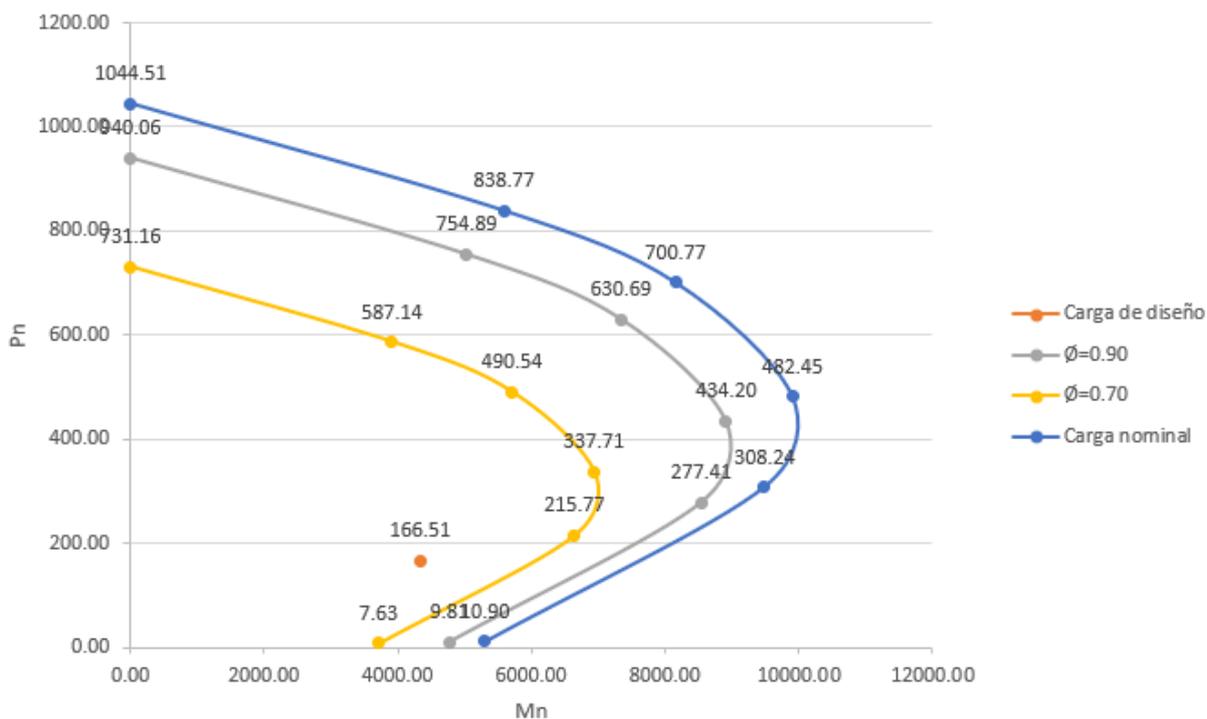
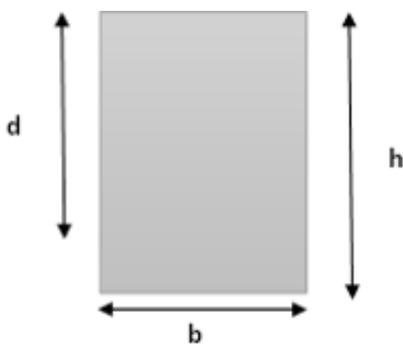
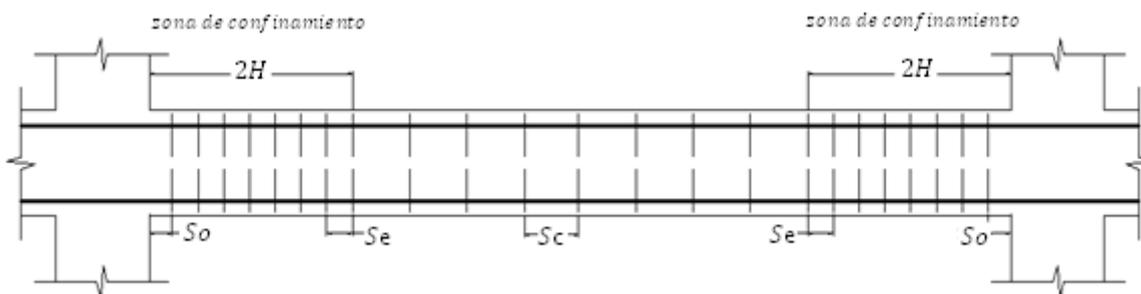


Ilustración 104. Diagrama de interacción columna más cargada

Fuente. Excel de autoría propia

3.2.10.2.12 Verificación por corte en vigas y columnas

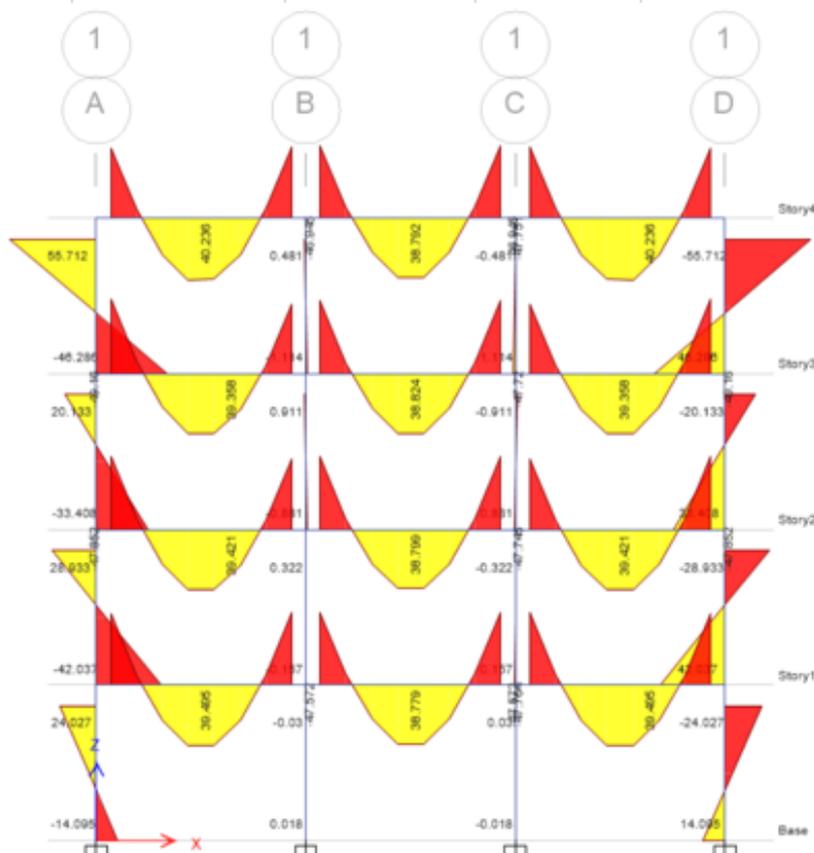
- Vigas



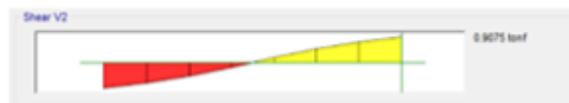
$f'_c =$	240	kg/cm ²
$f_y =$	4200	kg/cm ²

Vigas horizontales			Vigas verticales		
h=	55	cm	h=	55	cm
b=	30	cm	b=	30	cm
d=	52	cm	d=	52	cm
D1=	6.00	m	D1=	6.00	m
D2=	6.00	m	D2=	6.00	m
D3=	6.00	m	D3=	6.00	m
2H=	110.00	cm	2H=	110.00	cm

Eje 1 (A,B,C,D)



Story 1



Vu1=	0.9022	ton
Vu2=	0.9075	ton
Vu3=	0.0000	ton

Espaciamientos (Confinamiento)		
S1=	8.00	cm
S2=	8.00	cm
S3=	15.00	cm

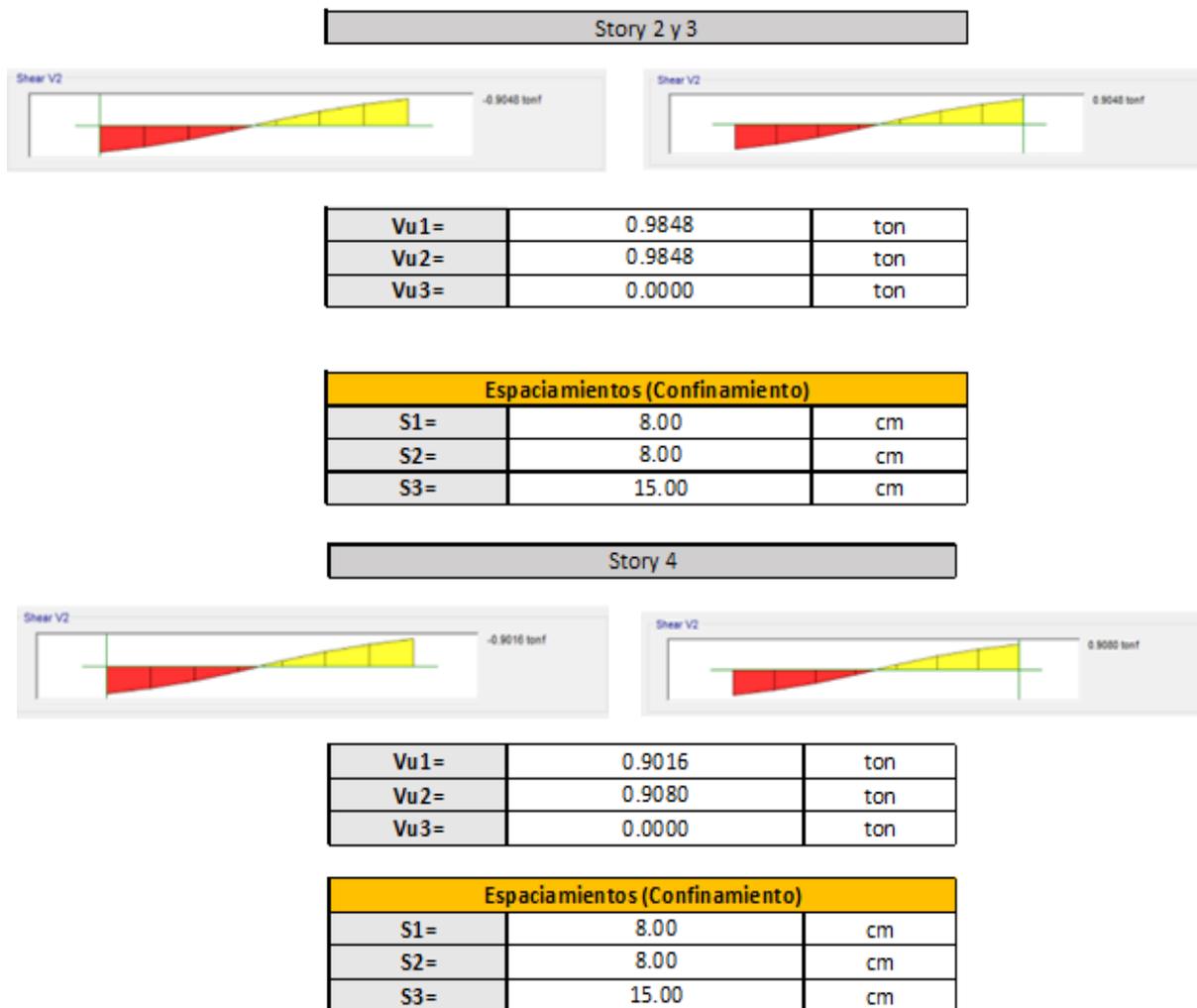
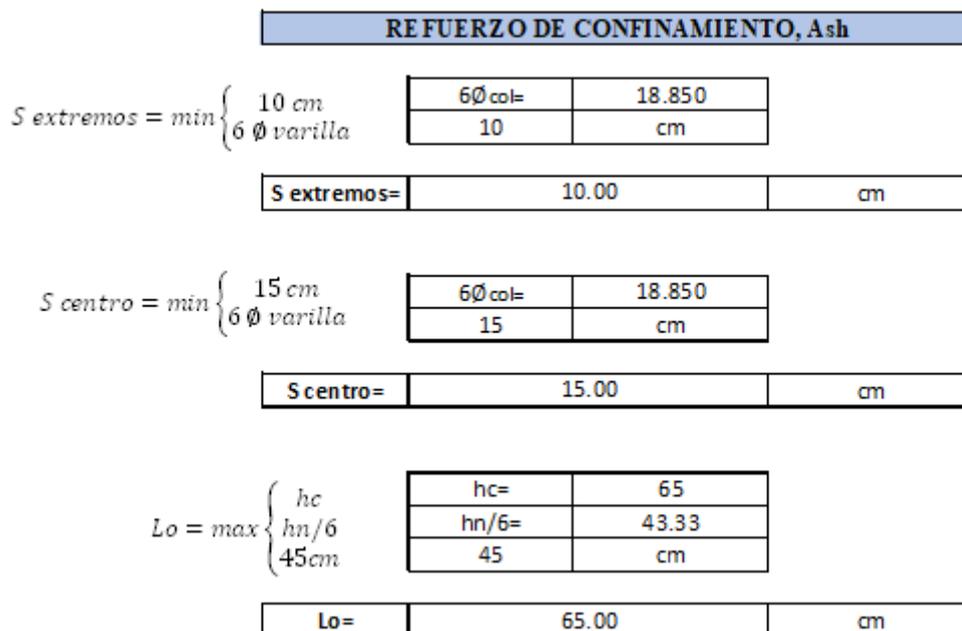


Ilustración 105. Verificación manual por corte de vigas

Fuente. Excel de autoría propia

• **Columnas**



$$A_{sh} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \times \frac{S_h \times h'' \times f'c}{f_{yh}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \\ 0.09 \times \frac{S_h \times h'' \times f'c}{f_{yh}} \end{array} \right.$$

h''=	60	cm
Ag=	4225	cm ²
Ach=	3600	cm ²

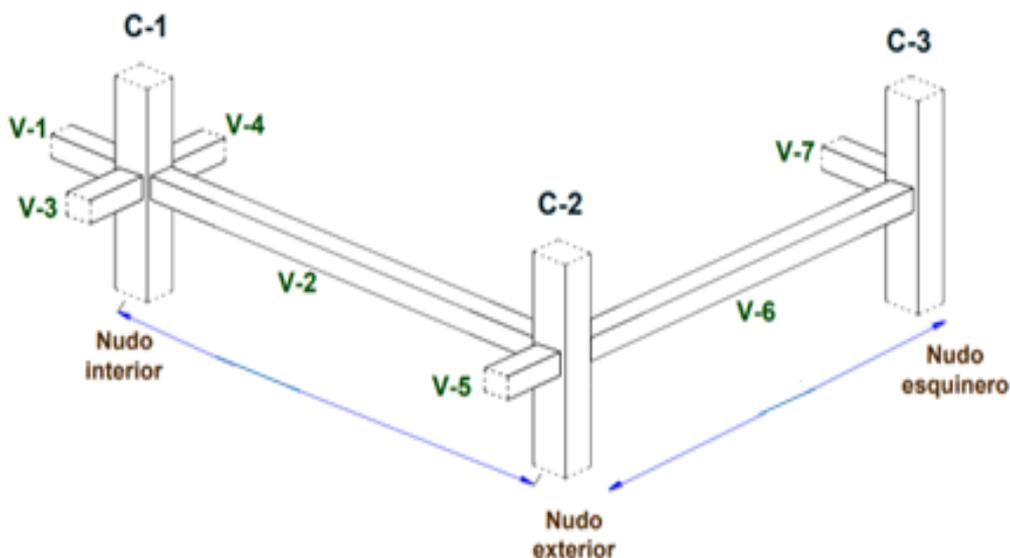
Ash=	4.63	cm ²
------	------	-----------------

Ilustración 106. Verificación manual por corte en columnas

Fuente. Excel de autoría propia

3.2.10.2.13 Diseño de nudos

ESQUEMA GENERAL



MOMENTOS COLUMNAS

Punto	Mn	Pn
	(T*m)	(T)
1	0.00	1044.51
2	55.88	838.77
3	81.54	700.77
4	99.04	482.45
5	94.88	308.24
6	53.01	10.90

• *Criterio columna fuerte-viga débil*

COLUMNA FUERTE - VIGA DÉBIL			
NUDO CENTRAL			
	Mv1=	15.64	T*m
	Mv2=	10.94	T*m
	Mc=	99.04	T*m
Revisamos condición:	$\sum M_{col} \geq 1,2 \sum M_{viga}$		CUMPLE
NUDO EXTERIOR			
	Mv1=	15.39	T*m
	Mv2=	10.77	T*m
	Mc=	99.04	T*m
Revisamos condición:	$\sum M_{col} \geq 1,2 \sum M_{viga}$		CUMPLE
NUDO ESQUINERO			
	Mv1=	15.39	T*m
	Mv2=	0.00	T*m
	Mc=	99.04	T*m
Revisamos condición:	$\sum M_{col} \geq 1,2 \sum M_{viga}$		CUMPLE

Ilustración 107. Diseño manual de nudos

Fuente. Excel de autoría propia

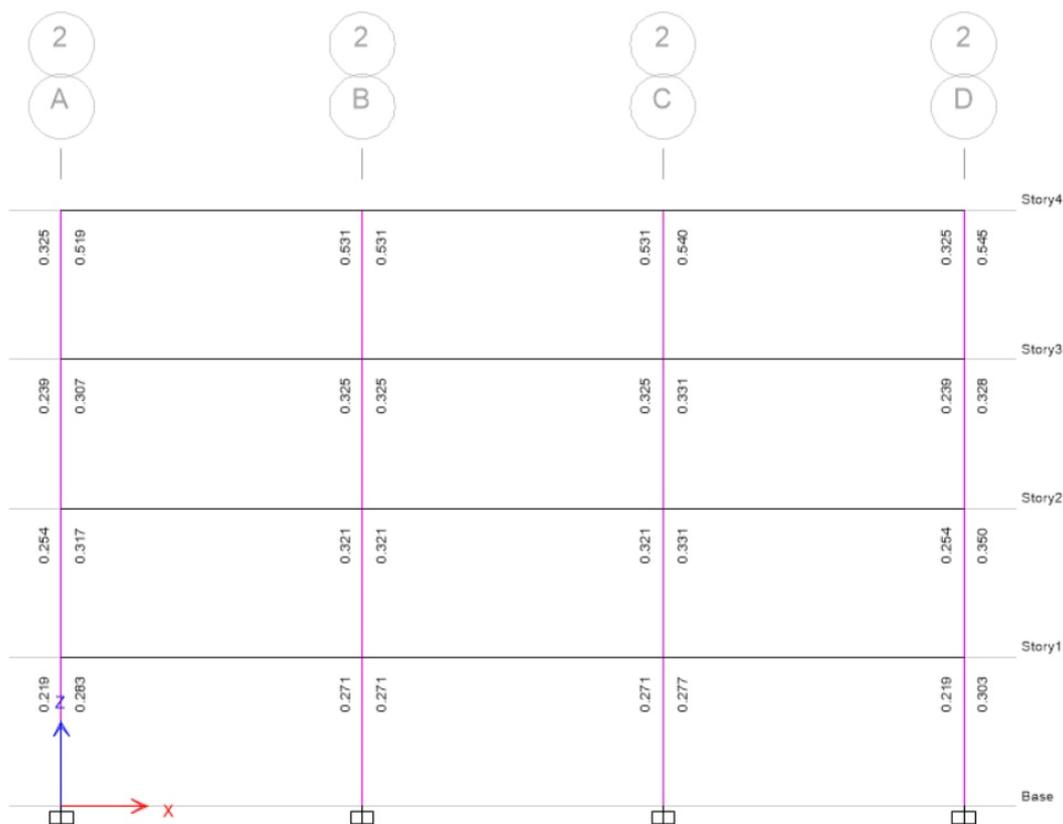


Ilustración 108. Verificación de nudos eje crítico

Fuente. Etabs 2021

3.2.10.3 Estructuración del arquetipo 3

General Data

Property Name:

Material:

Notional Size Data:

Display Color:

Notes:

Shape

Section Shape:

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

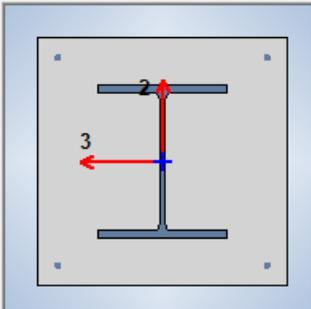
Depth: m

Width: m

Property Modifiers

Currently Default

Reinforcement



Embedded I-Section

Embedded I-Section:

Encasement

Encasement Material:

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

Reinforcement Configuration

Rectangular

Circular

Rebar Material

Longitudinal Bars:

Confinement Bars (Ties):

Confinement Bars

Ties

Spirals

Check/Design

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: cm

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face:

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face:

Longitudinal Bar Size and Area: cm²

Corner Bar Size and Area: cm²

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area: cm²

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): cm

Number of Confinement Bars in 3-dir:

Number of Confinement Bars in 2-dir:

Ilustración 109. Diseño de columnas internas (recubrimiento 2.5 cm)

Fuente. Etabs 2021

General Data

Property Name:

Material:

Notional Size Data:

Display Color:

Notes:

Shape

Section Shape:

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

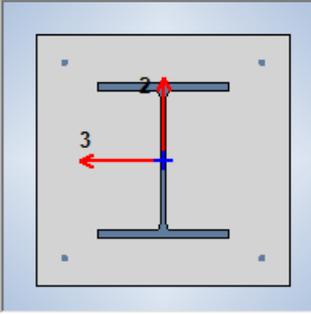
Depth: m

Width: m

Property Modifiers

Currently Default

Reinforcement



Embedded I-Section

Embedded I-Section:

Encasement

Encasement Material:

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars:

Confinement Bars (Ties):

Reinforcement Configuration

Rectangular

Circular

Confinement Bars

Ties

Spirals

Check/Design

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: cm

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face:

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face:

Longitudinal Bar Size and Area: cm²

Corner Bar Size and Area: cm²

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area: cm²

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): cm

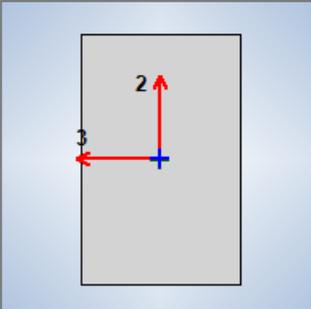
Number of Confinement Bars in 3-dir:

Number of Confinement Bars in 2-dir:

Ilustración 110. Diseño de columnas perimetrales (recubrimiento 4 cm)

Fuente. Etabs 2021

General Data	
Property Name	V40x25
Material	Hormigon 240
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Display Color	 Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Concrete Rectangular
Section Property Source	
Source:	User Defined
Section Dimensions	
Depth	0.4 m
Width	0.25 m



Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Ilustración 111. Diseño de vigas luces 4 metros

Fuente. Etabs 2012

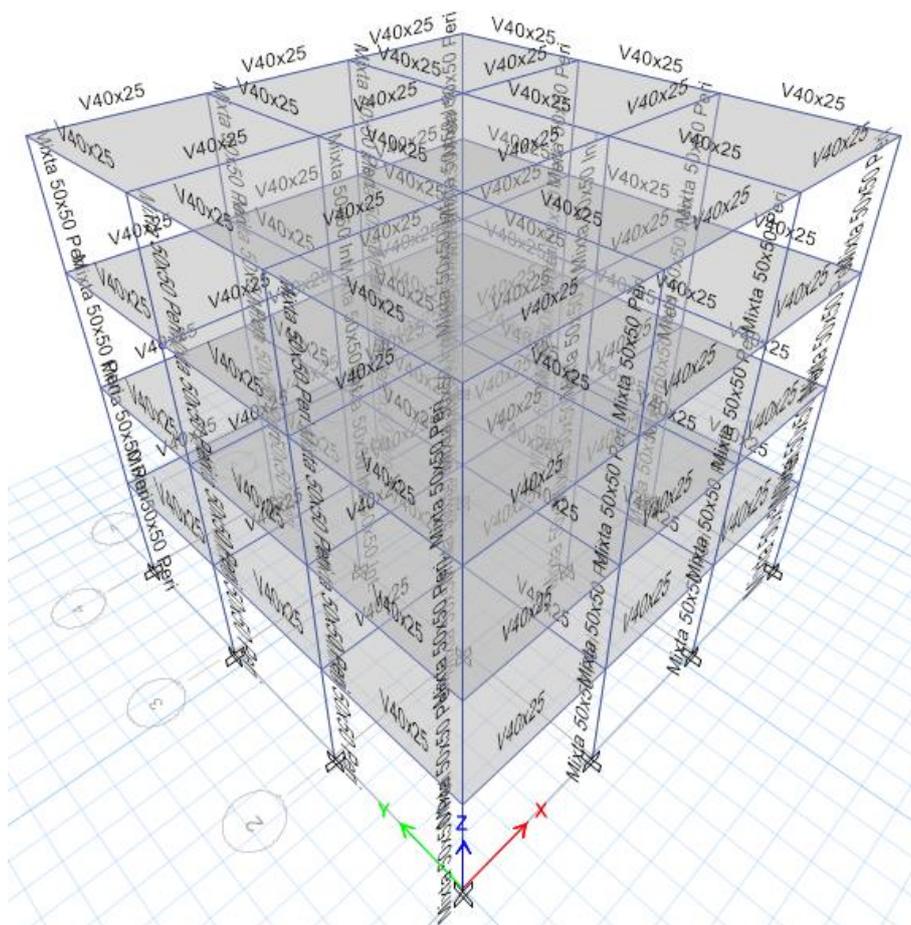


Ilustración 112. Modelo 3d con luces de 4 metros elementos sujetos a flexo compresión compuestos

Fuente. Etabs 2021

3.2.10.3.1 Lista de materiales

	Story	Object Type	Material	Weight kgf	Floor Area m ²	Unit Weight kgf/m ²	Number Pieces	Number Studs
▶	Story4	Column	Acero A36	31715.81	144	220.25	16	
	Story4	Beam	Hormigon 240	20183.27	144	140.16	24	0
	Story4	Floor	Hormigon 240	35983.88	144	249.89		
	Story3	Column	Acero A36	31715.81	144	220.25	16	
	Story3	Beam	Hormigon 240	20183.27	144	140.16	24	0
	Story3	Floor	Hormigon 240	35983.88	144	249.89		
	Story2	Column	Acero A36	31715.81	144	220.25	16	
	Story2	Beam	Hormigon 240	20183.27	144	140.16	24	0
	Story2	Floor	Hormigon 240	35983.88	144	249.89		
	Story1	Column	Acero A36	31715.81	144	220.25	16	
	Story1	Beam	Hormigon 240	20183.27	144	140.16	24	0
	Story1	Floor	Hormigon 240	35983.88	144	249.89		
	Sum	Column	Acero A36	126863.25	576	220.25	64	
	Sum	Beam	Hormigon 240	80733.06	576	140.16	96	0
	Sum	Floor	Hormigon 240	143935.51	576	249.89		
	Total	All	All	351531.83	576	610.3	160	0

Ilustración 113. Lista de materiales por piso

Fuente. Etabs 2021

3.2.10.3.2 Verificación y corrección del cortante

Modelo 3		
TABLE: Mass Summary by Story		
Story	UX	UY
	kg	kg
Story4	86425,05	86425,05
Story3	138282,96	138282,96
Story2	138282,96	138282,96
Story1	138282,96	138282,96
Base	15857,91	15857,91

W	501273,93	kg
V	99312,89229	kN
	974,2594733	
Tn (Periodo natural)	0,6351	seg
T	0,515	seg
T (analisis)	0,5148	seg
Sa	0,198121	g
k	1,0074	

Tabla fuerza horizontal y vertical equivalente						
Pisos	Altura	Masa	m*h ^k	Cv	F	
4	12	86425,05	1056327,743	0,295043269	287,4486996	
3	9	138282,96	1264926,739	0,353307127	344,2128152	
2	6	138282,96	840760,6303	0,234833144	228,7884148	
1	3	138282,96	418231,7703	0,116816461	113,8095437	
			3580246,883	1	974,2594733	kN

TABLE: Base Reactions				
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY
			kN	kN
SX	LinStatic		-975,2983	0
SY	LinStatic		0	-975,2983
Espectro X	LinRespSpec	Max	768,4958	0
Espectro Y	LinRespSpec	Max	0	768,4958

	F _x	F _y	
Regular	0,8	0,8	
80%	780,2386	780,2386	
F.Correccion	1,01528029	1,01528029	Realizar corrección

TABLE: Base Reactions				
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY
			kN	kN
SX	LinStatic		-975,2983	0
SY	LinStatic		0	-975,2983
Espectro X	LinRespSpec	Max	780,2387	0
Espectro Y	LinRespSpec	Max	0	780,2387

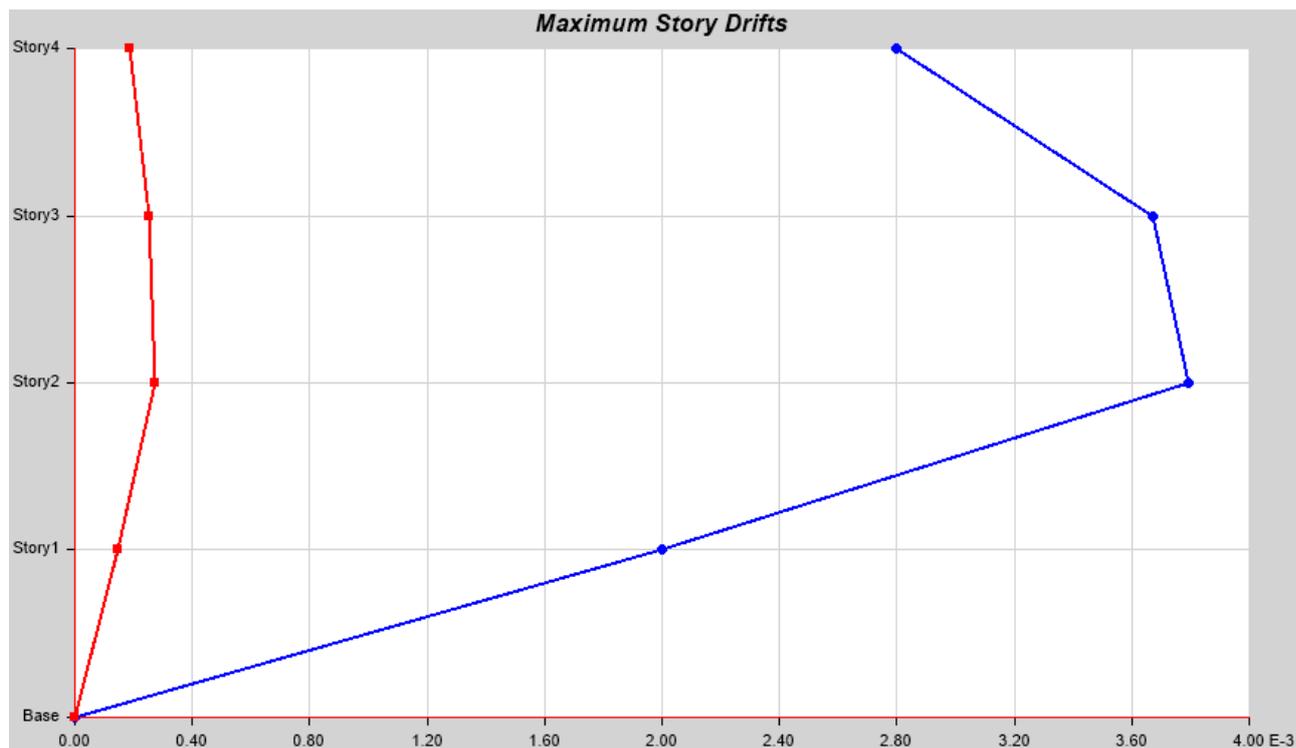
	F _x	F _y	
Regular	0,8	0,8	
80%	780,2386	780,2386	
F.Correccion	1,00	1,00	Correcto

Ilustración 114. Corrección manual del cortante

Fuente. Etabs 2021

3.2.10.3.3 Derivas elásticas

▼ Name	Name	StoryResp3
▼ Show	Display Type	Max story drifts
	Case/Combo	SX
	Load Type	Load Case
▼ Display For	Story Range	All Stories
	Top Story	Story4
	Bottom Story	Base
▼ Display Colors	Global X	■ Blue
	Global Y	■ Red
▼ Legend	Legend Type	None

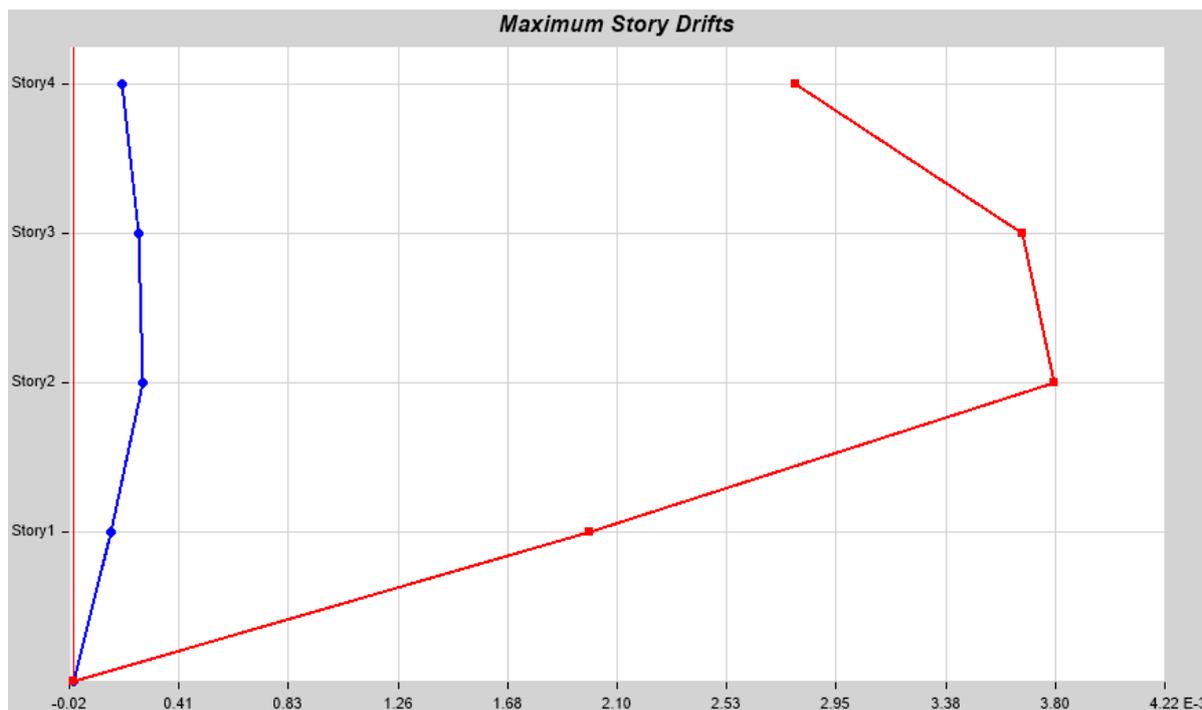


Max: (0.003795, Story2); Min: (0, Base)

Ilustración 115. Deriva elástica (SX)

Fuente. Etabs 2021

▼ Name	
Name	StoryResp3
▼ Show	
Display Type	Max story drifts
Case/Combo	SY
Load Type	Load Case
▼ Display For	
Story Range	All Stories
Top Story	Story4
Bottom Story	Base
▼ Display Colors	
Global X	■ Blue
Global Y	■ Red
▼ Legend	
Legend Type	None



Max: (0.003795, Story2); Min: (0, Base)

Ilustración 116. Deriva elástica (SY)

Fuente. Etabs 2021

3.2.10.3.4 Derivas inelásticas

$$D_{SX} = 0.003795 \times 6 \times 0.75$$

$$D_{SX} = 0.017077 < 0.02$$

CORRECTO

$$D_{SY} = 0.003795 \times 6 \times 0.75$$

$$D_{SY} = 0.0170775 < 0.02$$

CORRECTO

3.2.10.3.5 Máximos desplazamientos

	Story	Output Case	Case Type	Direction	Maximum m	Average m	Ratio
▶	Story4	SX	LinStatic	X	0.036793	0.034219	1.075
	Story3	SX	LinStatic	X	0.028406	0.02639	1.076
	Story2	SX	LinStatic	X	0.017384	0.016128	1.078
	Story1	SX	LinStatic	X	0.006	0.005557	1.08
	Story4	SY	LinStatic	Y	0.036793	0.034219	1.075
	Story3	SY	LinStatic	Y	0.028406	0.02639	1.076
	Story2	SY	LinStatic	Y	0.017384	0.016128	1.078
	Story1	SY	LinStatic	Y	0.006	0.005557	1.08

Ilustración 117. Máximos desplazamientos de la estructura

Fuente. Etabs 2021

3.2.10.3.6 Pesos

	Name	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used kgf	Base Shear kgf
▶	SX	Story4	Base	0.1984	1.0074	501273.92	99452.75
	SY	Story4	Base	0.1984	1.0074	501273.92	99452.75

Ilustración 118. Pesos de la estructura

Fuente. Etabs 2021

3.2.10.3.7 Periodo

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0.635	1.19E-05	0.7717	0	0.00001191	0.7717	0	0.2864	4.421E-06	0	0.2864	4.421E-06	0
Modal	2	0.635	0.7717	1.19E-05	0	0.7717	0.7717	0	4.421E-06	0.2864	0	0.2864	0.2864	0
Modal	3	0.527	0	0	0	0.7717	0.7717	0	0	0	0.7814	0.2864	0.2864	0.7814
Modal	4	0.17	0	0.1469	0	0.7717	0.9185	0	0.5041	0	0	0.7905	0.2864	0.7814
Modal	5	0.17	0.1469	0	0	0.9185	0.9185	0	0	0.5041	0	0.7905	0.7905	0.7814
Modal	6	0.146	0	0	0	0.9185	0.9185	0	0	0	0.1396	0.7905	0.7905	0.9209
Modal	7	0.078	0.0001	0.0604	0	0.9186	0.979	0	0.1424	0.0001	0	0.9329	0.7907	0.9209
Modal	8	0.078	0.0604	0.0001	0	0.979	0.979	0	0.0001	0.1424	0	0.933	0.933	0.9209
Modal	9	0.069	0	0	0	0.979	0.979	0	0	0	0.0586	0.933	0.933	0.9795
Modal	10	0.049	0.0004	0.0206	0	0.9794	0.9996	0	0.0657	0.0013	0	0.9987	0.9343	0.9795
Modal	11	0.049	0.0206	0.0004	0	1	1	0	0.0013	0.0657	0	1	1	0.9795
Modal	12	0.044	0	0	0	1	1	0	0	0	0.0205	1	1	1

Ilustración 119. Periodos de la estructura

Fuente. Etabs 2021

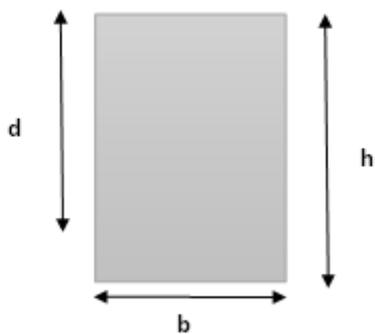
3.2.10.3.8 Centro de masa y rigidez

TABLE: Centers Of Mass And Rigidity											
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cum Mass X	Cum Mass Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR
		kgf-s ² /m	kgf-s ² /m	m	m	kgf-s ² /m	kgf-s ² /m	m	m	m	m
Story1	D1	14100.94	14100.94	6	6	14100.94	14100.94	6	6	6	6
Story2	D2	14100.94	14100.94	6	6	14100.94	14100.94	6	6	6	6
Story3	D3	14100.94	14100.94	6	6	14100.94	14100.94	6	6	6	6
Story4	D4	8812.9	8812.9	6	6	8812.9	8812.9	6	6	6	6

Ilustración 120. Centro de masa de la estructura

Fuente. Etabs 2021

3.2.10.3.9 Verificación de armado en vigas

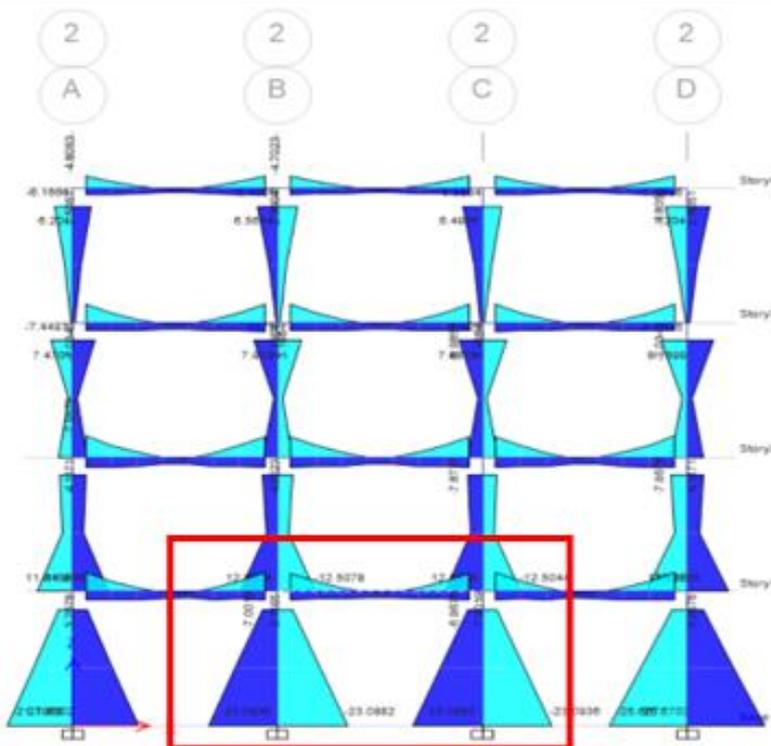


$f'c=$	240	kg/cm ²
$f_y=$	4200	kg/cm ²

Vigas horizontales			Vigas verticales		
$h=$	40	cm	$h=$	40	cm
$b=$	25	cm	$b=$	25	cm
$d=$	37	cm	$d=$	37	cm

$D1=$	4.00	m	$D1=$	4.00	m
$D2=$	4.00	m	$D2=$	4.00	m
$D3=$	4.00	m	$D3=$	4.00	m

Eje 2 (B,C)



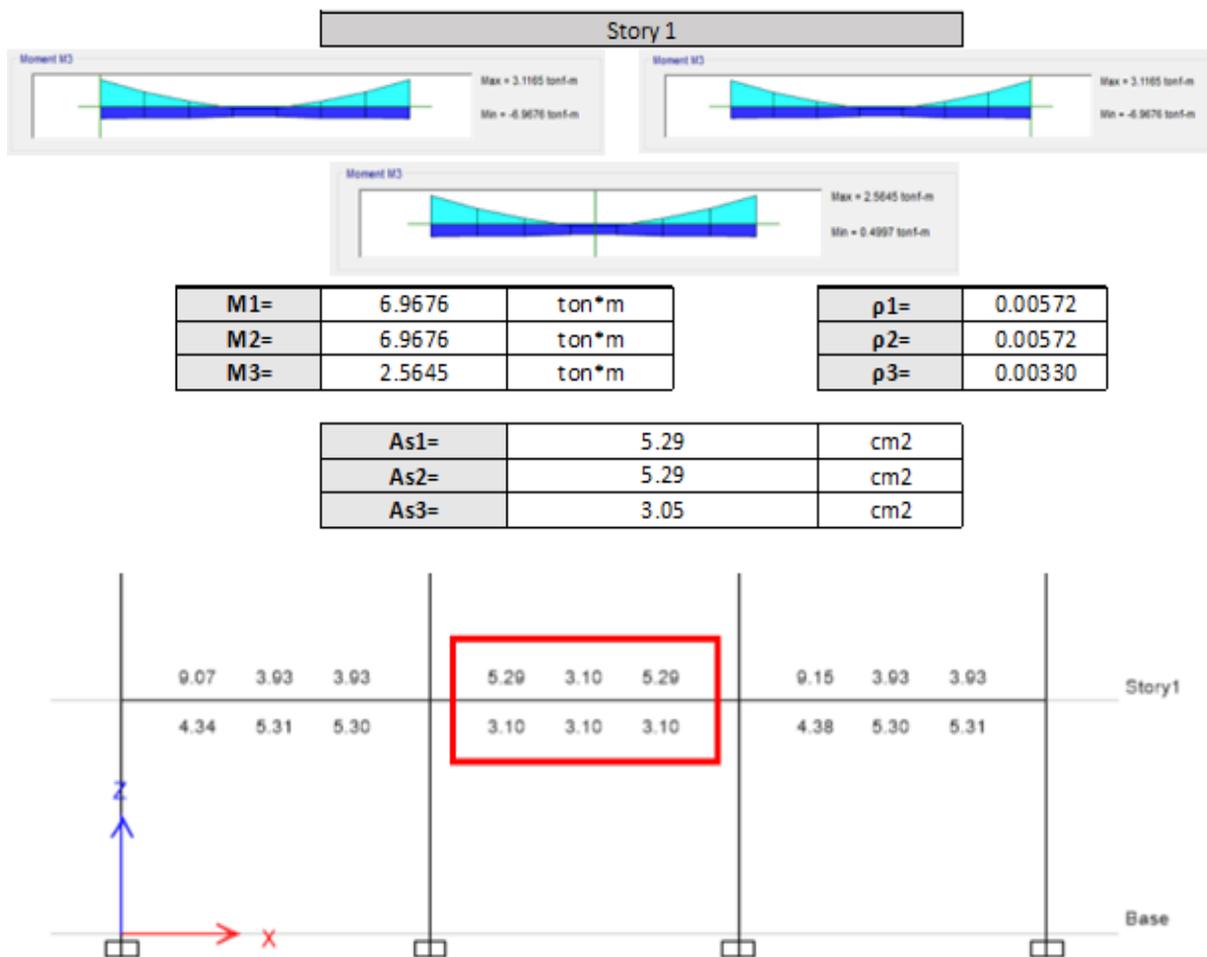


Ilustración 121. Verificación manual de armado en vigas modelo 3

Fuente. Excel de autoría propia

3.2.10.3.10 Verificación de armado en columnas

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g}$$

La cuantía mínima del refuerzo, ρ_{sr} , debe ser 0,004

Ag=	109.68	cm2
Asr=	4.52	cm2

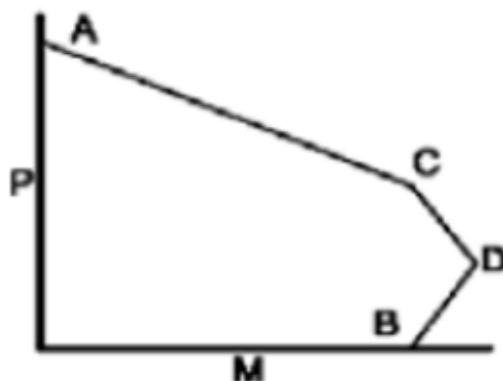
ρsr=	0.0412108
------	-----------

Ilustración 122. Verificación manual longitudinal de armado en columnas

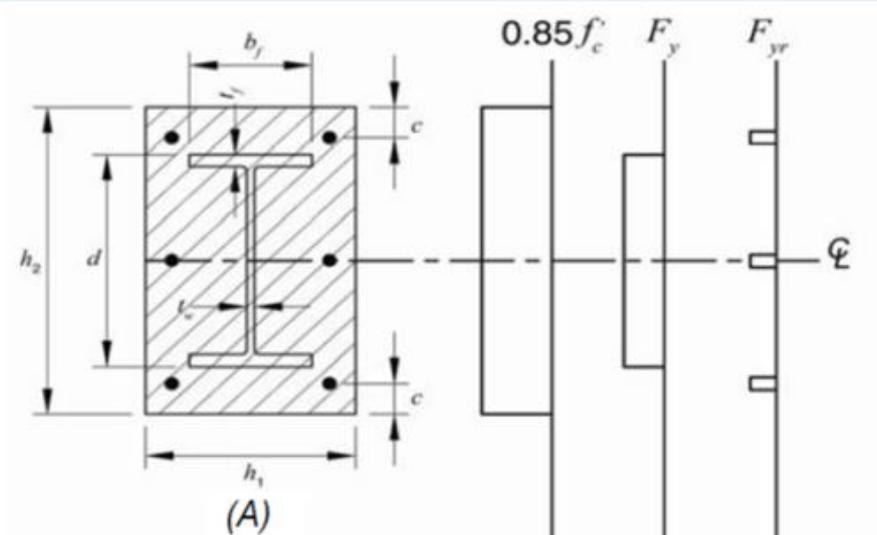
Fuente. Excel de autoría propia

3.2.10.3.11 Diagrama de interacción

Columna compuesta modelo 3



PUNTO A



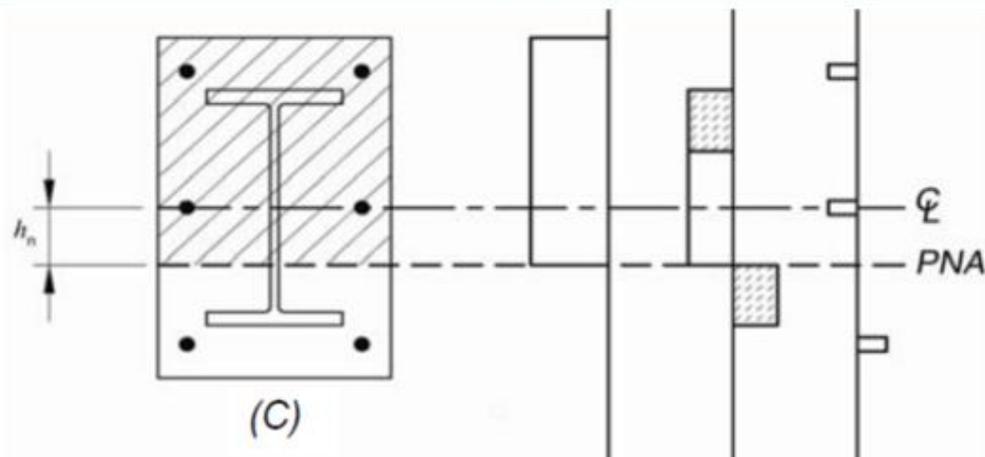
N° varillas	Diámetro (mm)
4	12

Área del perfil	As=	109.68	cm ²
Área varillas de refuerzo	Asr=	4.52	cm ²
Lado corto	h1=	50	cm
Lado largo	h2=	50	cm
Esfuerzo de fluencia A36	Fy=	2531	kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia acero	Fyr=	4200	kg/cm ²
Resistencia hormigón	fc=	240.00	kg/cm ²

Ac=	2385.796107	cm ²
-----	-------------	-----------------

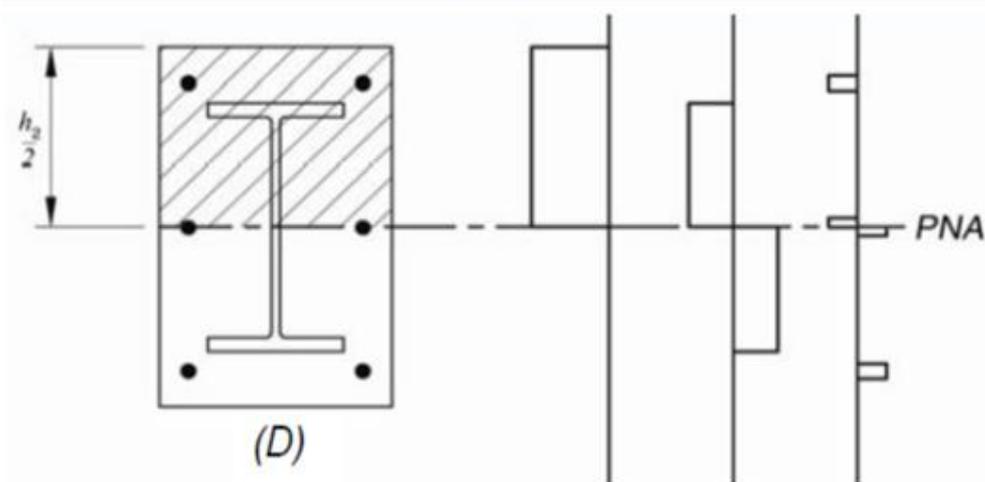
Pa=	783302.8381	kg
Ma=	0	kg*cm

PUNTO C



Pc=	486702.4057	kg
Mc=	5063683.874	kg*cm

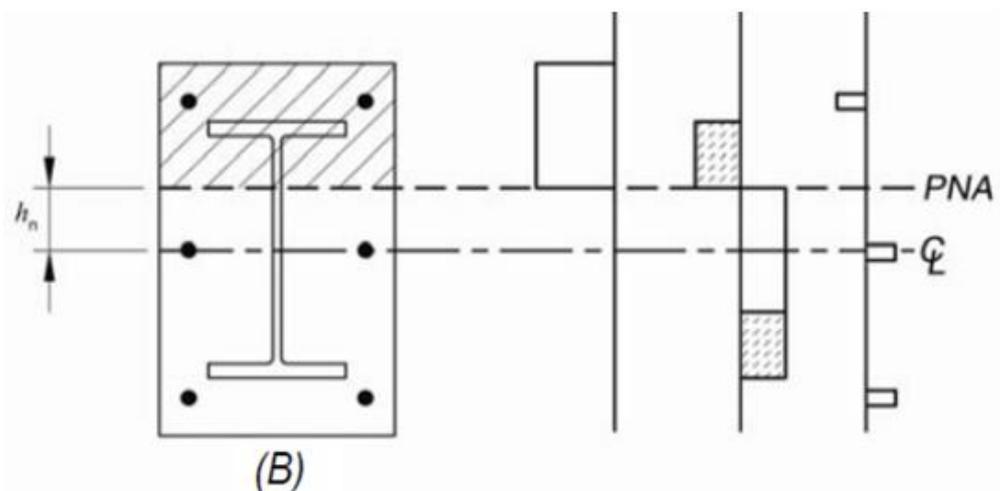
PUNTO D



Módulo resistente plástico eje x (Wply)	Zs=	1415.84	cm ³
Recubrimiento	c=	2.5	cm
Área varillas centrales	Asrs=	0	cm

Pd=	243351.2029	kg
Zr=	101.787602	
Zc=	29732.3724	
Md=	7043700.953	kg*cm

PUNTO B



Ancho alas del perfil	bf=	25.4	cm
Espesor alas del perfil	tf=	1.63	cm
Espesor alma del perfil	tw=	0.91	cm
Altura perfil	d=	30.99	cm

CASO 1

hn=	16.64420112
Zsn=	252.0967822

No cumple

CASO 2

hn=	14.13931335
Zsn=	395.3989915

Cumple

CASO 3

hn=	-2.260933052
Zsn=	1415.84

No cumple

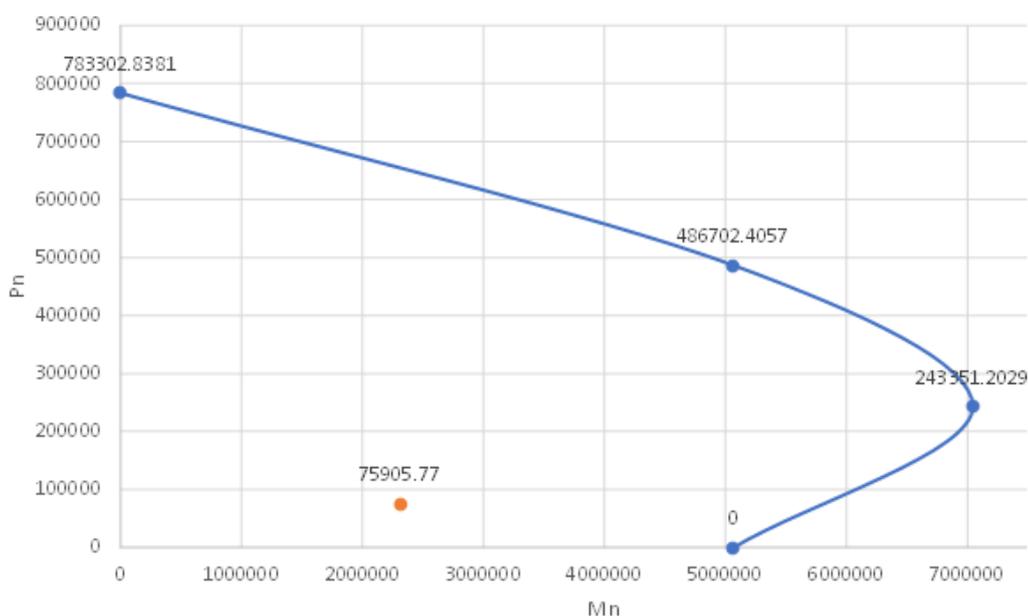
Pb=	0	kg
Zcn=	9600.610116	
Mb=	5063683.874	kg*cm

Puntos	Mn	Pn
A	0	783302.838
C	5063683.87	486702.406
D	7043700.95	243351.203
B	5063683.87	0

Mn=	2309363.56	kg*cm
	2309.36	T*cm

Pn=	75905.77	kg
	75.91	T

Diagrama de interacción



Curva de interacción modificada

Punto	Cargas nominales		Cargas últimas ϕ=0.90		Cargas últimas ϕ=0.70	
	Mn	Pn	Mn1	Pn1	Mn2	Pn2
	(kg*cm)	(kg)	(kg*cm)	(kg)	(kg*cm)	(kg)
1	0.00	783302.84	0.00	704972.55	0.00	548311.99
2	5063683.87	486702.41	4557315.49	438032.17	3544578.71	340691.68
3	7043700.95	243351.20	6339330.86	219016.08	4930590.67	170345.84
4	5063683.87	0.00	4557315.49	0.00	3544578.71	0.00

Mn=	2309363.56	kg*cm
	2309.36	T*cm

Pn=	75905.77	kg
	75.91	T

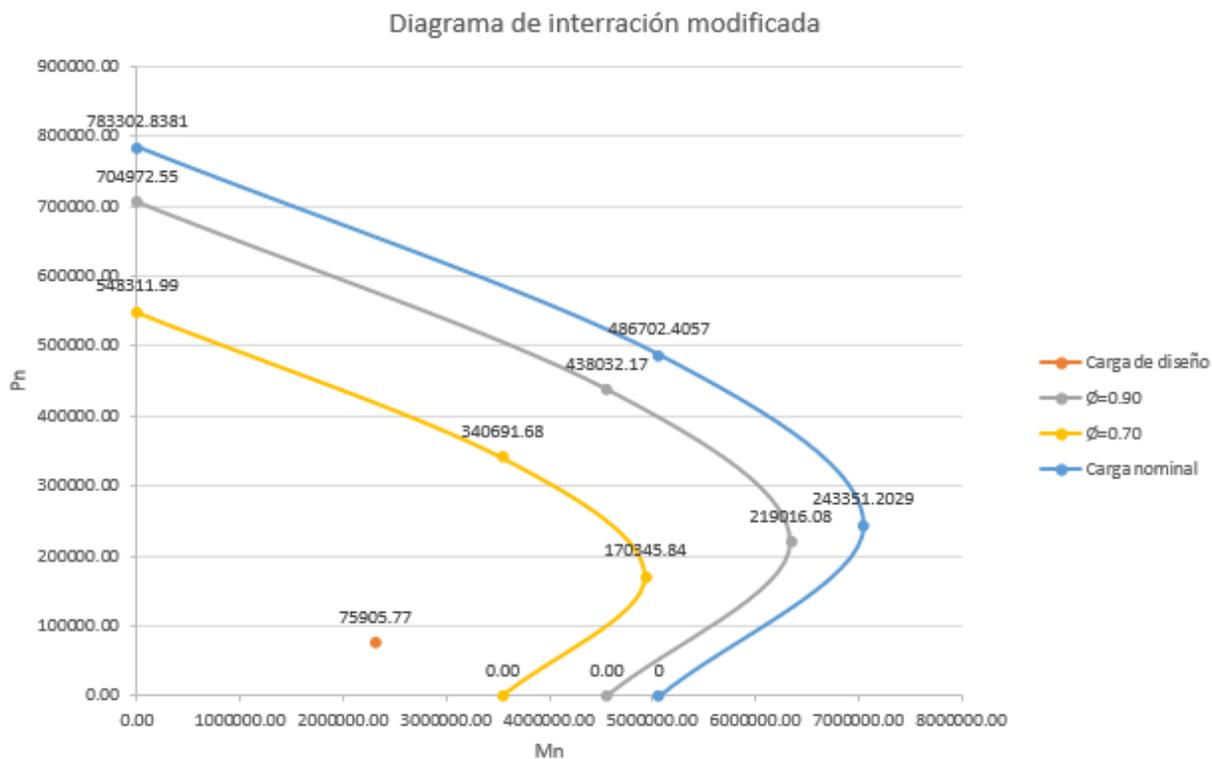
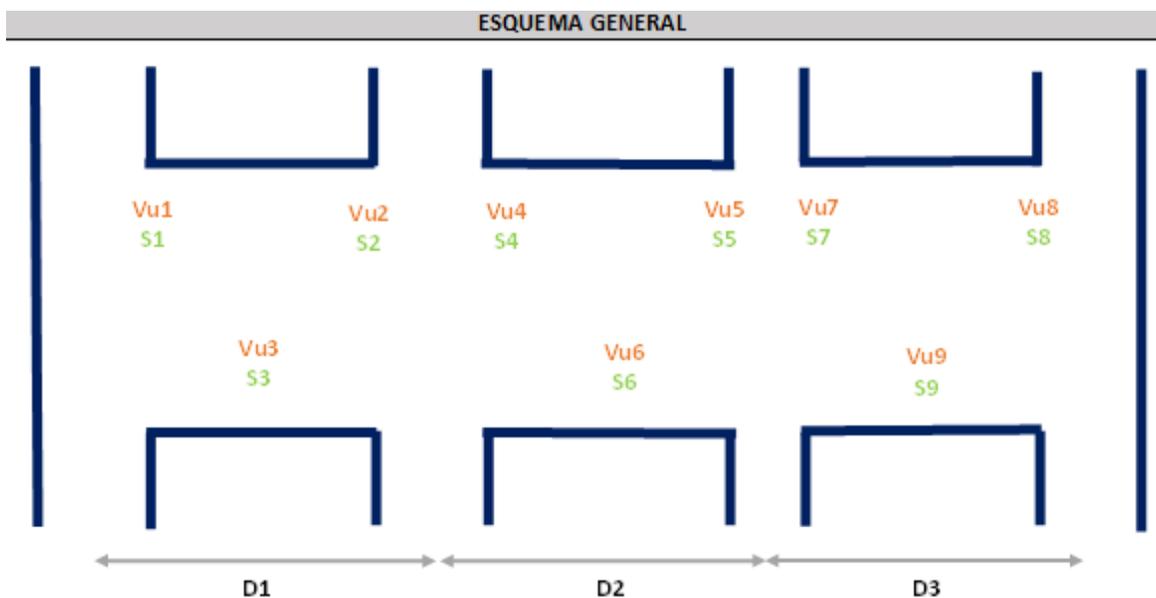


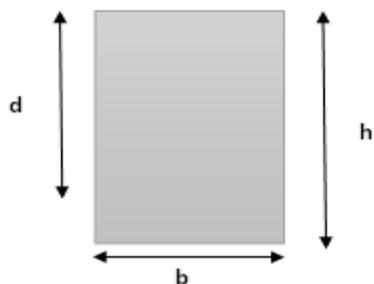
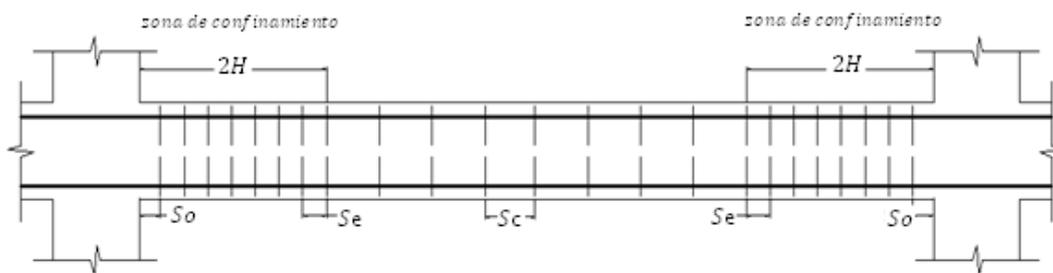
Ilustración 123. Diagrama de interacción columna compuesta modelo 3

Fuente. Excel de autoría propia

3.2.10.3.12 Verificación por corte en vigas y columnas

- Vigas





$f'c=$	240	kg/cm ²
$f_y=$	4200	kg/cm ²

Vigas horizontales			Vigas verticales		
h=	40	cm	h=	40	cm
b=	25	cm	b=	25	cm
d=	37	cm	d=	37	cm
D1=	4.00	m	D1=	4.00	m
D2=	4.00	m	D2=	4.00	m
D3=	4.00	m	D3=	4.00	m
2H=	80.00	cm	2H=	80.00	cm

Espaciamientos (Confinamiento)		
S1=	8.00	cm
S2=	8.00	cm
S3=	15.00	cm

Nota: Todos los calculos de los espaciamientos se los realizo por confinamiento debido a que no existen cargas excesivamente grandes para que los espaciamientos nos den menores en corte.

Ilustración 124. Verificación manual por corte, separación de estribos modelo 3

Fuente. Excel de autoría propia

• **Columnas**

un mínimo de una barra (10 mm) espaciada a un máximo de 30 cm (300 mm) entre trabas, o una barra (13 mm) con un espaciamiento mayor de 40 cm (400 mm) entre trabas

Densidad de acero						
$s \leq \min(48d_{st}, 16d_{sr}, 0.5b, 0.5d)$						
s=	10	cm	48dst=	37.92	0.5b=	25
			16dsr=	18.08	0.5d=	25

Ilustración 125. Verificación manual por corte en columnas compuestas

Fuente. Excel de autoría propia

3.2.10.3.13 Diseño de nudos

- Criterio columna fuerte-viga débil

MOMENTOS COLUMNAS			
Punto	Mn		Pn
	(T*m)		(T)
1	0.00		783.30
2	50.64		486.70
3	70.44		243.35
4	50.64		0.00

COLUMNA FUERTE - VIGA DÉBIL			
NUDO CENTRAL			
	Mv1=	6.28	T*m
	Mv2=	8.23	T*m
	Mc=	50.64	T*m
Revisamos condición:	$\sum M_{col} \geq 1,2 \sum M_{viga}$		CUMPLE

NUDO EXTERIOR			
	Mv1=	6.19	T*m
	Mv2=	8.12	T*m
	Mc=	50.64	T*m
Revisamos condición:	$\sum M_{col} \geq 1,2 \sum M_{viga}$		CUMPLE

NUDO ESQUINERO			
	Mv1=	6.19	T*m
	Mv2=	0.00	T*m
	Mc=	50.64	T*m
Revisamos condición:	$\sum M_{col} \geq 1,2 \sum M_{viga}$		CUMPLE

Ilustración 126. Verificación manual del criterio columna fuerte-viga débil modelo 4 columnas compuestas

Fuente. Excel de autoría propia

3.2.10.4 Estructuración del arquetipo 4

General Data

Property Name:

Material:

Notional Size Data:

Display Color:

Notes:

Shape

Section Shape:

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

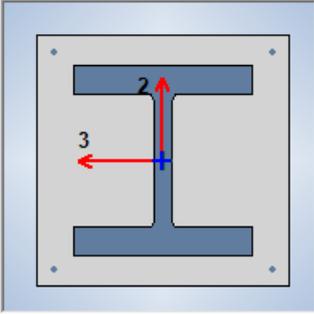
Depth: m

Width: m

Property Modifiers

Currently Default

Reinforcement



Embedded I-Section

Embedded I-Section:

Encasement

Encasement Material:

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars:

Confinement Bars (Ties):

Reinforcement Configuration

Rectangular

Circular

Confinement Bars

Ties

Spirals

Check/Design

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: cm

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face:

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face:

Longitudinal Bar Size and Area: cm²

Corner Bar Size and Area: cm²

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area: cm²

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): cm

Number of Confinement Bars in 3-dir:

Number of Confinement Bars in 2-dir:

Ilustración 127. Diseño de columnas internas (recubrimiento 2.5 cm)

Fuente. Etabs 2021

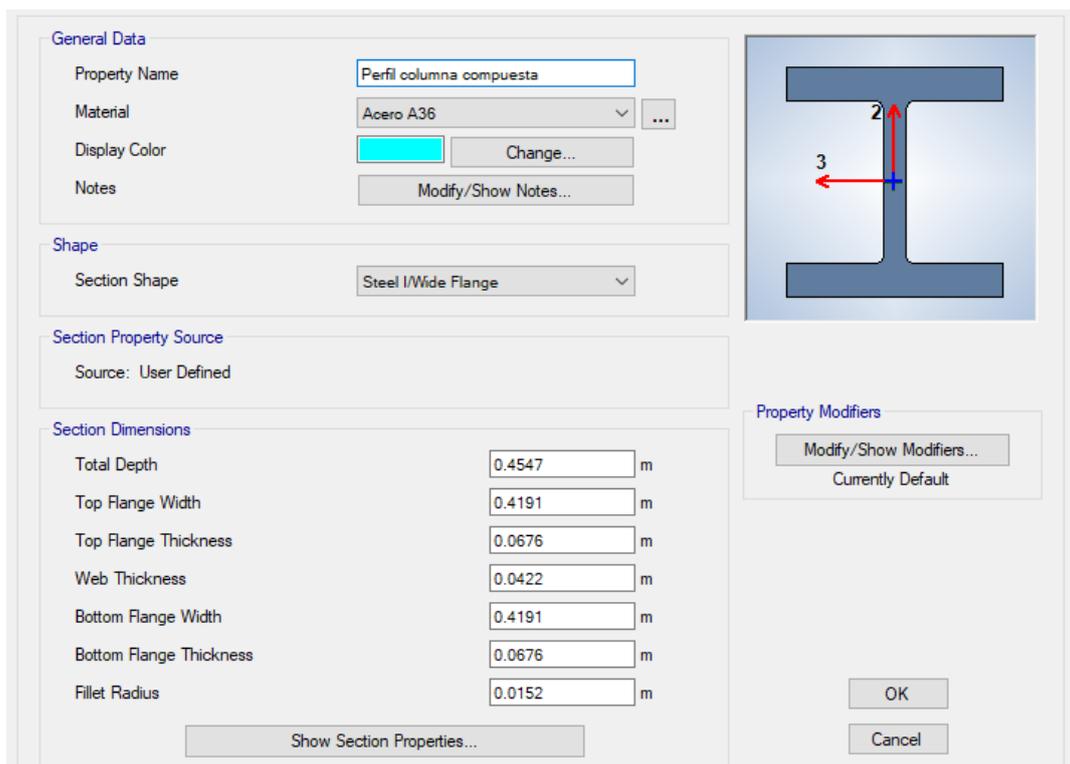
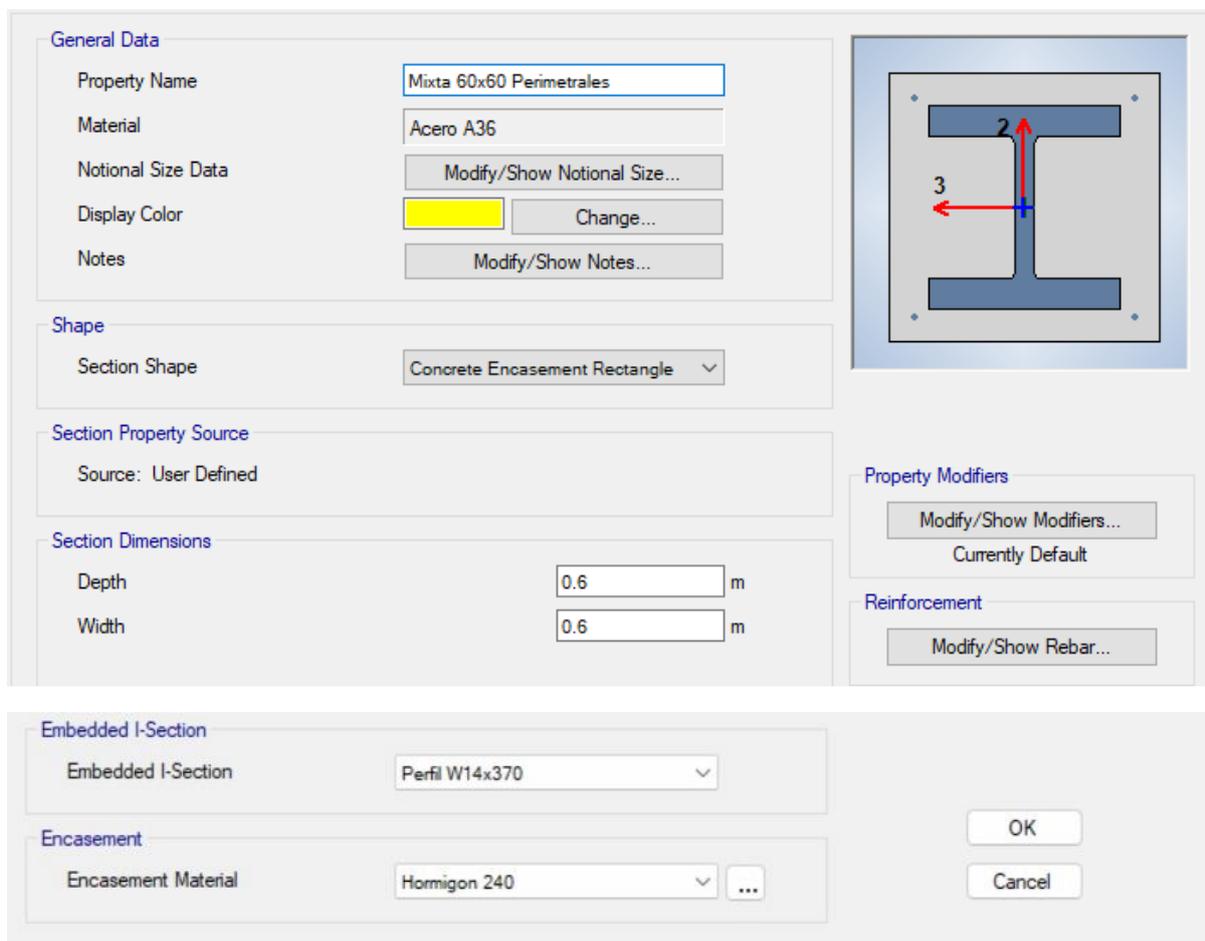


Ilustración 128. Parámetros dublal para creación de secciones de perfil laminado en caliente

Fuente. Etabs 2021



Design Type <input checked="" type="radio"/> P-M2-M3 Design (Column) <input type="radio"/> M3 Design Only (Beam)		Rebar Material Longitudinal Bars: Acero de refuerzo Confinement Bars (Ties): Acero de refuerzo	
Reinforcement Configuration <input checked="" type="radio"/> Rectangular <input type="radio"/> Circular		Confinement Bars <input checked="" type="radio"/> Ties <input type="radio"/> Spirals	
Check/Design <input type="radio"/> Reinforcement to be Checked <input checked="" type="radio"/> Reinforcement to be Designed			
Longitudinal Bars Clear Cover for Confinement Bars: 4 cm Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 2 Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 2 Longitudinal Bar Size and Area: 12, 1.13 cm ² Corner Bar Size and Area: 12, 1.13 cm ²			
Confinement Bars Confinement Bar Size and Area: 10, 0.79 cm ² Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 10 cm Number of Confinement Bars in 3-dir: 2 Number of Confinement Bars in 2-dir: 2			

Ilustración 129. Diseño de columnas perimetrales (recubrimiento 4 cm)

Fuente. Etabs 2021

E Frame Section Property Data ✕

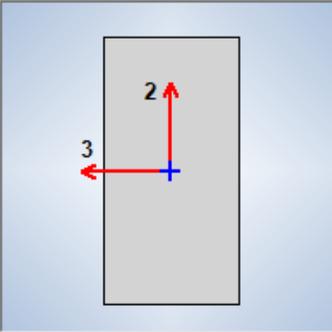
General Data Property Name: V50x25 Material: Hormigon 240 Notional Size Data: Modify/Show Notional Size... Display Color: Change... Notes: Modify/Show Notes...		
Shape Section Shape: Concrete Rectangular		
Section Property Source Source: User Defined		
Section Dimensions Depth: 0.5 m Width: 0.25 m		Property Modifiers Modify/Show Modifiers... Currently User Specified
		Reinforcement Modify/Show Rebar...

Ilustración 130. Diseño de vigas para luces de 6 metros

Fuente. Etabs 2021

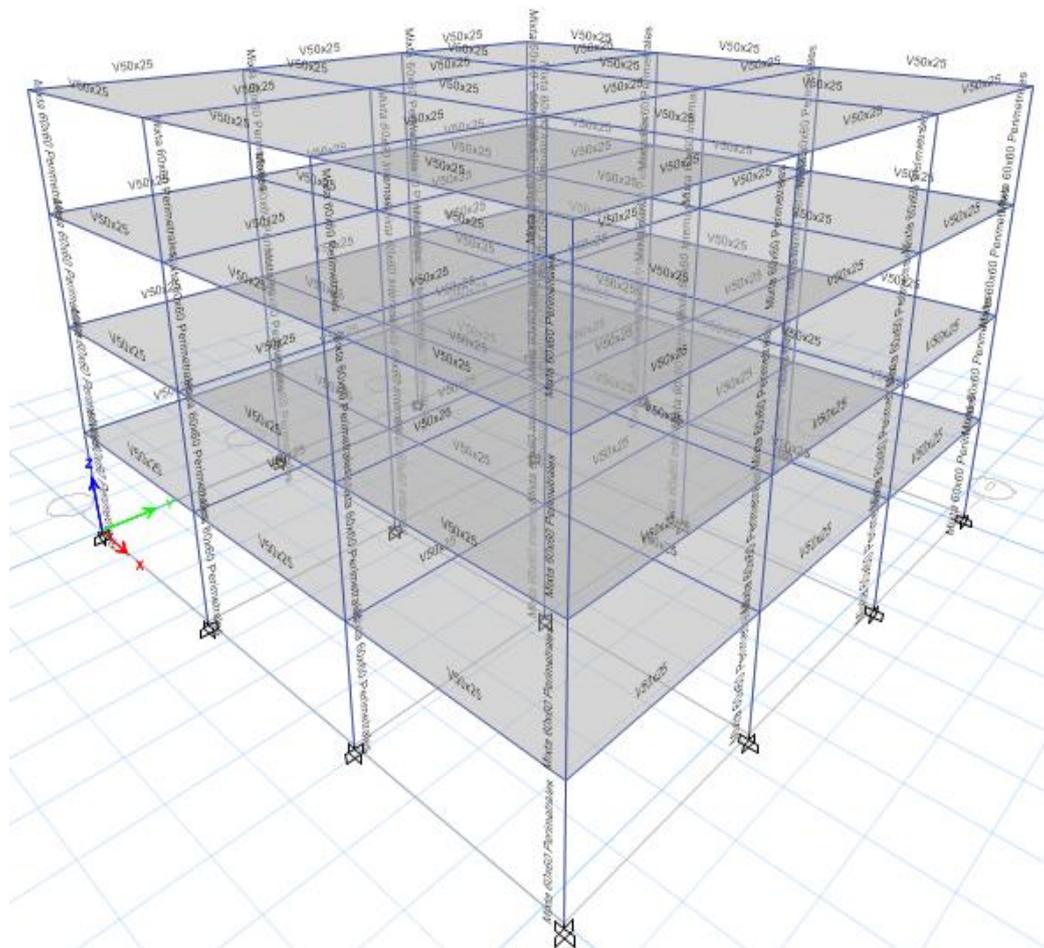


Ilustración 131. Modelo 3d con luces de 6 metros elementos sujetos a flexo compresión compuestos

Fuente. Etabs 2021

3.2.10.4.1 Lista de materiales

	Story	Object Type	Material	Weight kN	Floor Area m ²	Unit Weight kN/m ²	Number Pieces	Number Studs
▶	Story4	Column	Acero A36	587.5921	324	1.8136	16	
	Story4	Beam	Hormigon 240	381.7226	324	1.1782	24	0
	Story4	Floor	Hormigon 240	793.9829	324	2.4506		
	Story3	Column	Acero A36	587.5921	324	1.8136	16	
	Story3	Beam	Hormigon 240	381.7226	324	1.1782	24	0
	Story3	Floor	Hormigon 240	793.9829	324	2.4506		
	Story2	Column	Acero A36	587.5921	324	1.8136	16	
	Story2	Beam	Hormigon 240	381.7226	324	1.1782	24	0
	Story2	Floor	Hormigon 240	793.9829	324	2.4506		
	Story1	Column	Acero A36	587.5921	324	1.8136	16	
	Story1	Beam	Hormigon 240	381.7226	324	1.1782	24	0
	Story1	Floor	Hormigon 240	793.9829	324	2.4506		
	Sum	Column	Acero A36	2350.3683	1296	1.8136	64	
	Sum	Beam	Hormigon 240	1526.8903	1296	1.1782	96	0
	Sum	Floor	Hormigon 240	3175.9318	1296	2.4506		
	Total	All	All	7053.1904	1296	5.4423	160	0

Ilustración 132. Lista de materiales por piso

Fuente. Etabs 2021

3.2.10.4.2 Verificación y corrección del cortante

Modelo 4		
TABLE: Mass Summary by Story		
Story	UX	UY
	kg	kg
Story4	182247,45	182247,45
Story3	293206,31	293206,31
Story2	293206,31	293206,31
Story1	293206,31	293206,31
Base	29958,86	29958,86

W	1061866,38	kg
V	210353,6061	kN
	2063,568876	
Tn (Periodo natural)	0,638	seg
T	0,515	seg
T (analysis)	0,5148	seg
Sa	0,198098	g
k	1,0074	

Tabla fuerza horizontal y vertical equivalente						
Pisos	Altura	Masa	$m \cdot h^k$	Cv	F	
4	12	182247,45	2227514,333	0,293903369	606,4898448	
3	9	293206,31	2682069,444	0,353878417	730,2524867	
2	6	293206,31	1782694,86	0,235212864	485,3779448	
1	3	293206,31	886791,7934	0,117005351	241,4486	
			7579070,43	1	2063,568876	kN

TABLE: Base Reactions				
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY
			kN	kN
SX	LinStatic		-2066,0091	0
SY	LinStatic		0	-2066,0091
Espectro X	LinRespSpec	Max	1560,93	9,135E-07
Espectro Y	LinRespSpec	Max	0,000000598	1560,93

	Fx	Fy	
Regular	0,8	0,8	
80%	1652,80728	1652,80728	
F.Correccion	1,05886060	1,05886060	Realizar corrección

TABLE: Base Reactions				
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY
			kN	kN
SX	LinStatic		-2066,0091	0
SY	LinStatic		0	-2066,0091
Espectro X	LinRespSpec	Max	1652,808	0,000001381
Espectro Y	LinRespSpec	Max	0	1652,808

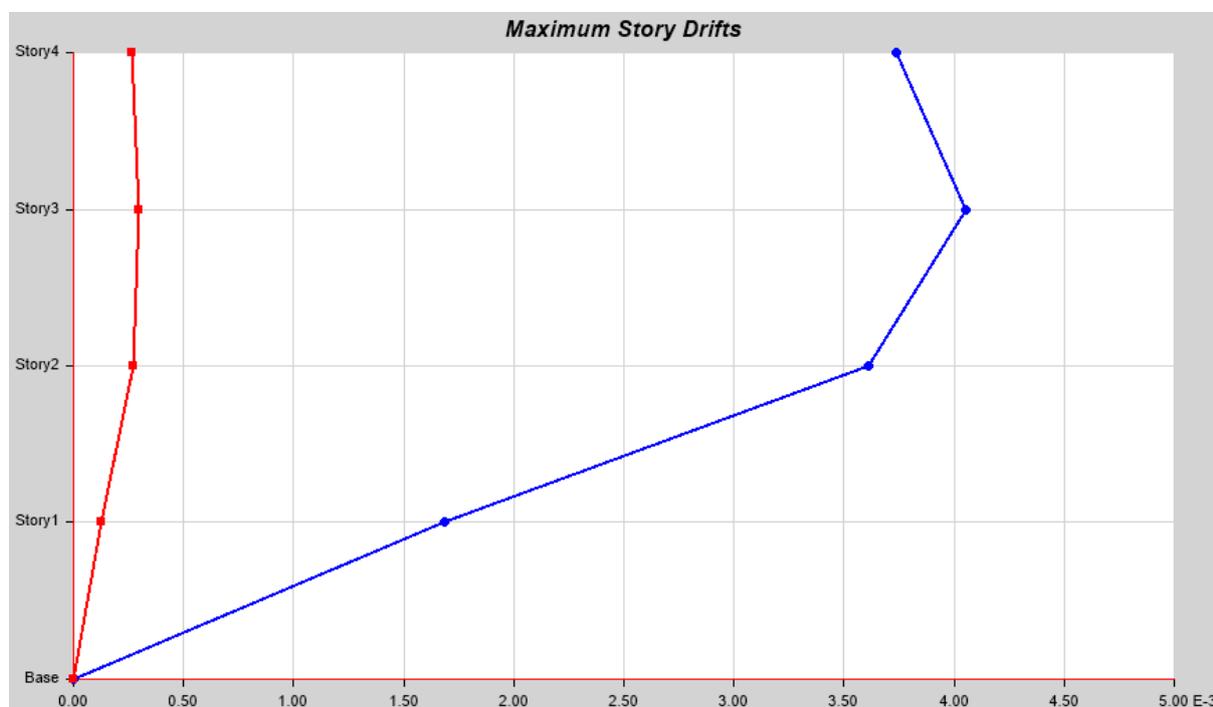
	Fx	Fy	
Regular	0,8	0,8	
80%	1652,8073	1652,8073	
F.Correccion	1,00	1,00	Correcto

Ilustración 133. Corrección manual del cortante

Fuente. Etabs 2021

3.2.10.4.3 Derivas elásticas

▼ Name	
Name	StoryResp4
▼ Show	
Display Type	Max story drifts
Case/Combo	SX
Load Type	Load Case
▼ Display For	
Story Range	All Stories
Top Story	Story4
Bottom Story	Base
▼ Display Colors	
Global X	■ Blue
Global Y	■ Red
▼ Legend	
Legend Type	None

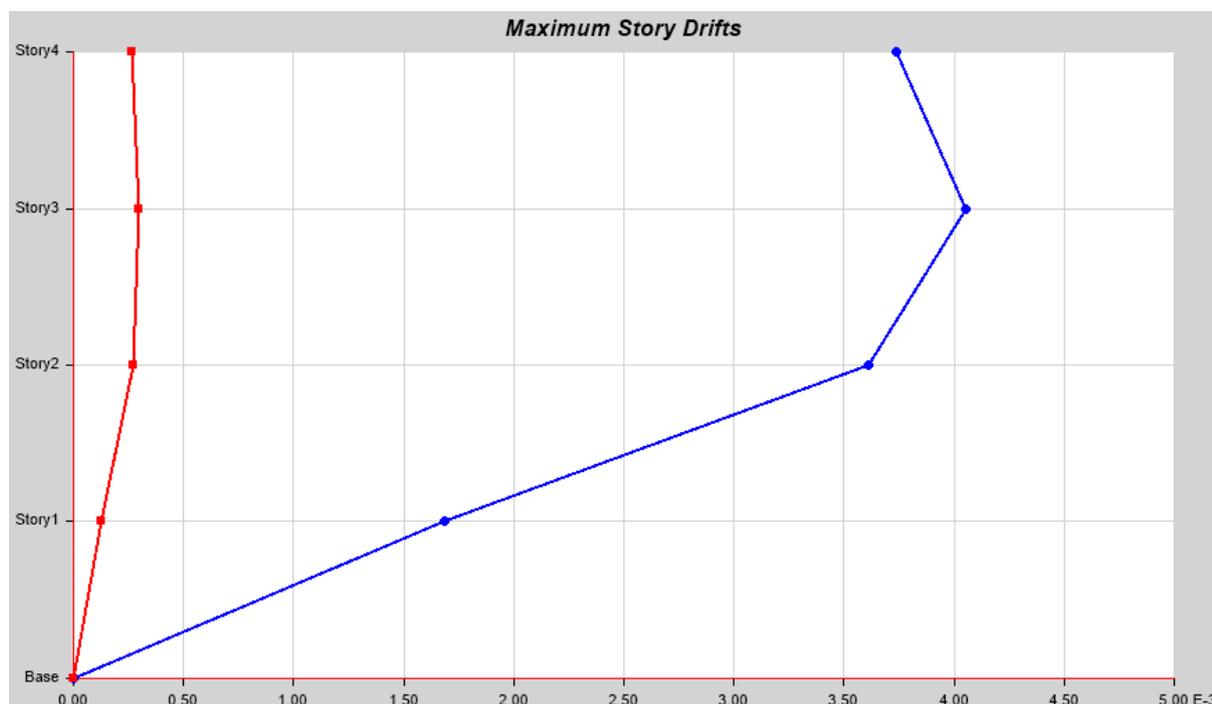


Max: (0.004051, Story3); Min: (0, Base)

Ilustración 134. Deriva elástica (SX)

Fuente. Etabs 2021

▼ Name	
Name	StoryResp4
▼ Show	
Display Type	Max story drifts
Case/Combo	SY
Load Type	Load Case
▼ Display For	
Story Range	All Stories
Top Story	Story4
Bottom Story	Base
▼ Display Colors	
Global X	■ Blue
Global Y	■ Red
▼ Legend	
Legend Type	None



Max: (0.004051, Story3); Min: (0, Base)

Ilustración 135. Deriva elástica (SY)

Fuente. Etabs 2021

3.2.10.4.4 Derivas inelásticas

$$D_{SX} = 0.004051 \times 6 \times 0.75$$

$$D_{SX} = 0.0180675 < 0.02$$

CORRECTO

$$D_{SY} = 0.004051 \times 6 \times 0.75$$

$$D_{SY} = 0.0180675 < 0.02$$

CORRECTO

3.2.10.4.5 Máximos desplazamientos

	Story	Output Case	Case Type	Direction	Maximum m	Average m	Ratio
▶	Story4	SX	LinStatic	X	0.039247	0.036374	1.079
	Story3	SX	LinStatic	X	0.028041	0.025967	1.08
	Story2	SX	LinStatic	X	0.015887	0.014697	1.081
	Story1	SX	LinStatic	X	0.005053	0.004669	1.082
	Story4	SY	LinStatic	Y	0.039247	0.036374	1.079
	Story3	SY	LinStatic	Y	0.028041	0.025967	1.08
	Story2	SY	LinStatic	Y	0.015887	0.014697	1.081
	Story1	SY	LinStatic	Y	0.005053	0.004669	1.082

Ilustración 136. Máximos desplazamientos de la estructura

Fuente. Etabs 2021

3.2.10.4.6 Pesos

	Name	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used kN	Base Shear kN
▶	SX	Story4	Base	0.1984	1.0074	10413.3522	2066.0091
	SY	Story4	Base	0.1984	1.0074	10413.3522	2066.0091

Ilustración 137. Pesos de la estructura

Fuente. Etabs 2021

3.2.10.4.7 Periodo

TABLE: Modal Participating Mass Ratios													
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY
		sec											
Modal	1	0.638	0	0.7307	0	0	0.7307	0	0.3244	0	0	0.3244	0
Modal	2	0.638	0.7307	0	0	0.7307	0.7307	0	0	0.3244	0	0.3244	0.3244
Modal	3	0.538	0	0	0	0.7307	0.7307	0	0	0	0.7374	0.3244	0.3244
Modal	4	0.147	0.00001496	0.1794	0	0.7307	0.9101	0	0.4371	0.00003644	0	0.7616	0.3245
Modal	5	0.147	0.1794	0.00001496	0	0.9102	0.9102	0	0.00003644	0.4371	0	0.7616	0.7616
Modal	6	0.129	0	0	0	0.9102	0.9102	0	0	0	0.1738	0.7616	0.7616
Modal	7	0.061	0.0001	0.0671	0	0.9102	0.9773	0	0.1689	0.0002	0	0.9305	0.7618
Modal	8	0.061	0.0671	0.0001	0	0.9774	0.9774	0	0.0002	0.1689	0	0.9307	0.9307
Modal	9	0.055	0	0	0	0.9774	0.9774	0	0	0	0.0664	0.9307	0.9307
Modal	10	0.037	0.0042	0.0185	0	0.9815	0.9958	0	0.0565	0.0127	0	0.9873	0.9435
Modal	11	0.037	0.0185	0.0042	0	1	1	0	0.0127	0.0565	0	1	1
Modal	12	0.033	0	0	0	1	1	0	0	0	0.0224	1	1

Ilustración 138. Periodos de la estructura

Fuente. Etabs 2021

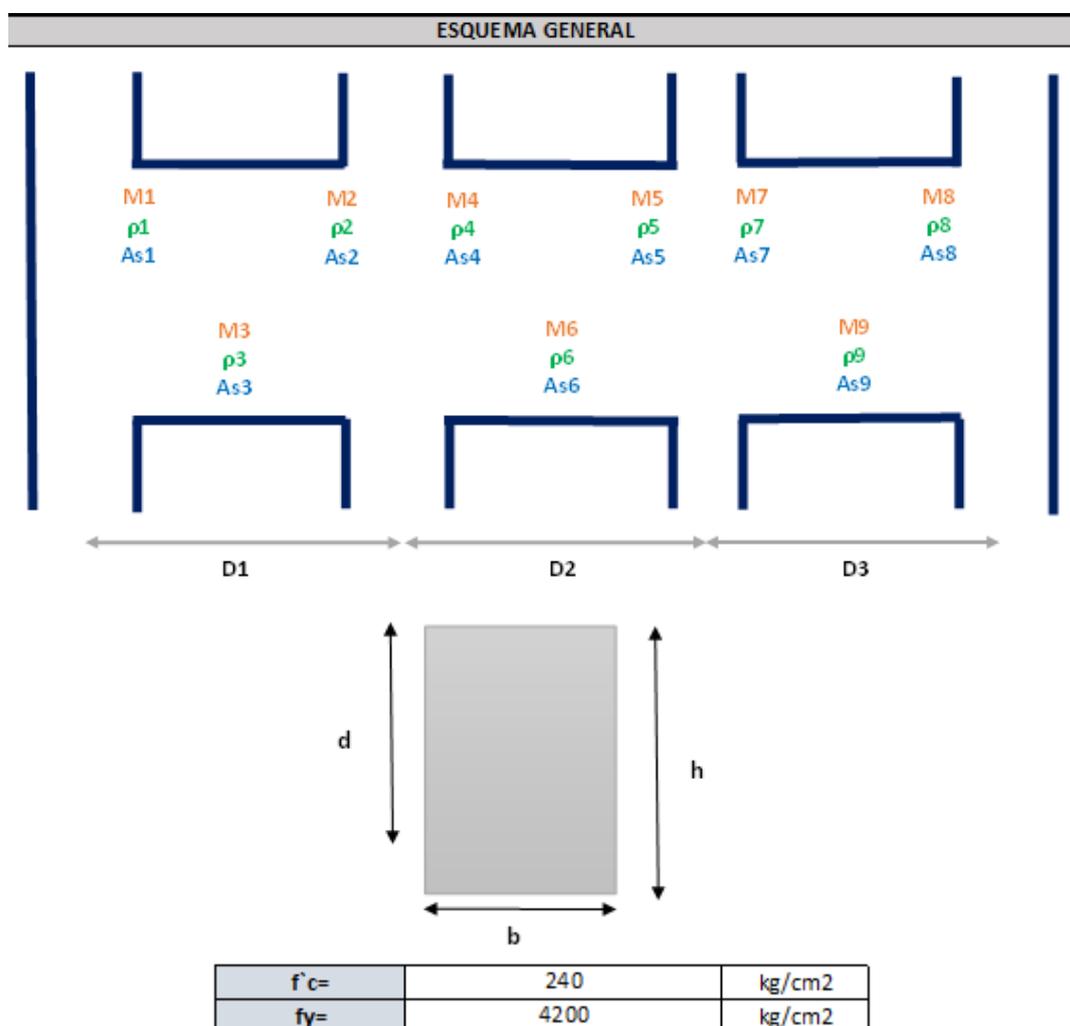
3.2.10.4.8 Centro de masa y rigidez

TABLE: Centers Of Mass And Rigidity											
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cum Mass X	Cum Mass Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR
		ton	ton	m	m	ton	ton	m	m	m	m
Story1	D1	293.2063	293.2063	9	9	293.2063	293.2063	9	9	9	9
Story2	D2	293.2063	293.2063	9	9	293.2063	293.2063	9	9	9	9
Story3	D3	293.2063	293.2063	9	9	293.2063	293.2063	9	9	9	9
Story4	D4	182.2475	182.2475	9	9	182.2475	182.2475	9	9	9	9

Ilustración 139. Centro de masa de la estructura

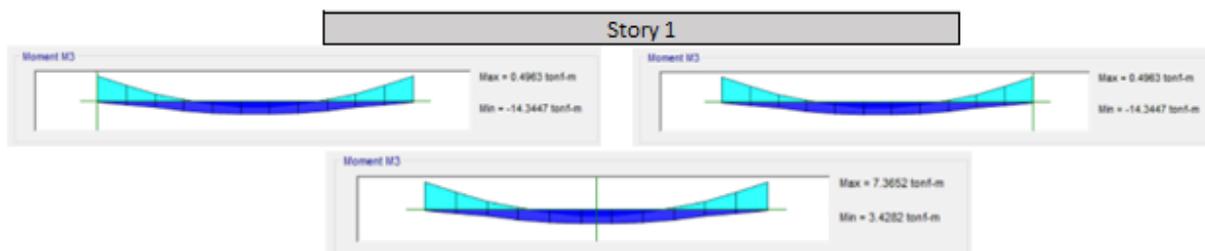
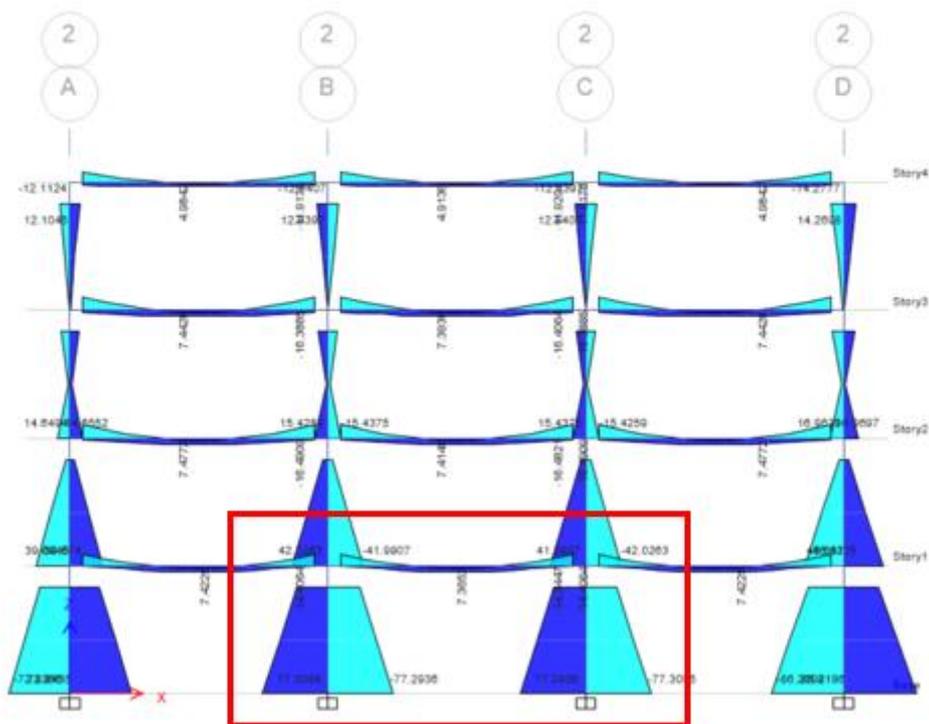
Fuente. Etabs 2021

3.2.10.4.9 Verificación de armado en vigas



Vigas horizontales			Vigas verticales		
h=	50	cm	h=	50	cm
b=	25	cm	b=	25	cm
d=	47	cm	d=	47	cm
D1=	6.00	m	D1=	6.00	m
D2=	6.00	m	D2=	6.00	m
D3=	6.00	m	D3=	6.00	m

Eje 2 (B,C)



M1=	14.3447	ton*m
M2=	14.3447	ton*m
M3=	7.3652	ton*m

ρ1=	0.00744
ρ2=	0.00744
ρ3=	0.00367

As1=	8.74	cm ²
As2=	8.74	cm ²
As3=	4.31	cm ²



Ilustración 140. Verificación manual de armado en vigas de hormigón modelo 4

Fuente. Excel de autoría propia

3.2.10.4.10 Verificación de armado en columnas

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g}$$

La cuantía mínima del refuerzo, ρ_{sr} , debe ser 0,004

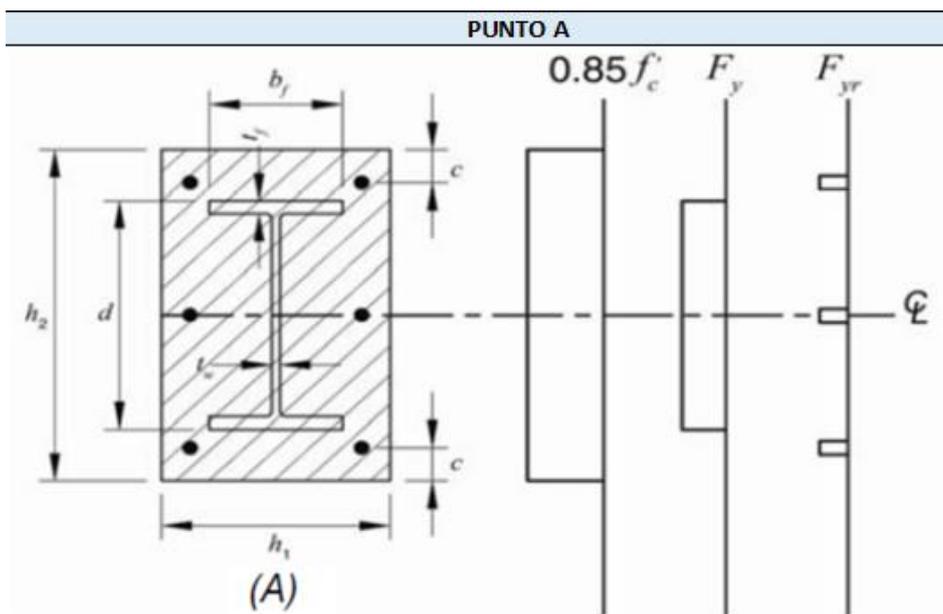
Ag=	703.22	cm2
Asr=	4.54	cm2

ρ_{sr} =	0.00645602
---------------	------------

Ilustración 141. Verificación manual de armado longitudinal modelo 4

Fuente. Excel de autoría propia

3.2.10.4.11 Diagrama de interacción



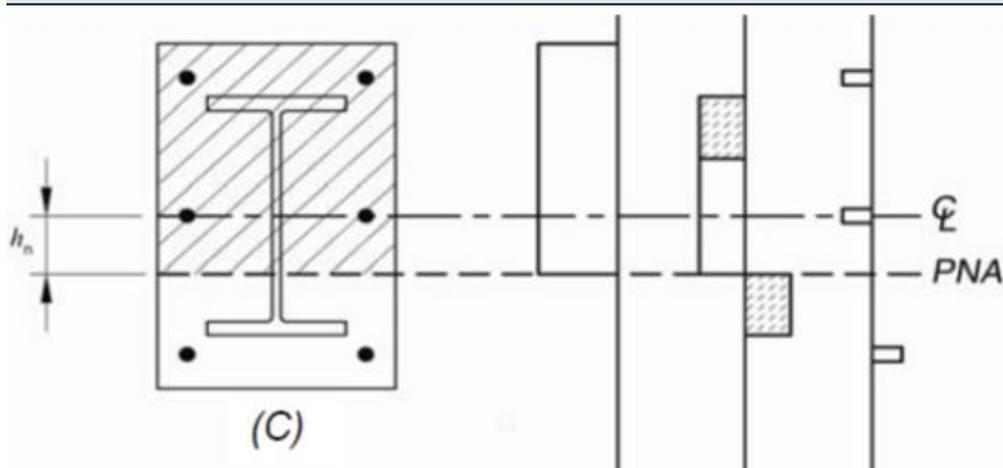
N° varillas	Diámetro (mm)
4	12

Área del perfil	$A_s=$	703.22	cm ²
Área varillas de refuerzo	$A_{sr}=$	4.52	cm ²
Lado corto	$h_1=$	60	cm
Lado largo	$h_2=$	60	cm
Esfuerzo de fluencia A36	$F_y=$	2531	kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia acero	$F_{yr}=$	4200	kg/cm ²
Resistencia hormigón	$f_c=$	240.00	kg/cm ²

$A_c=$	2892.256107	cm ²
--------	-------------	-----------------

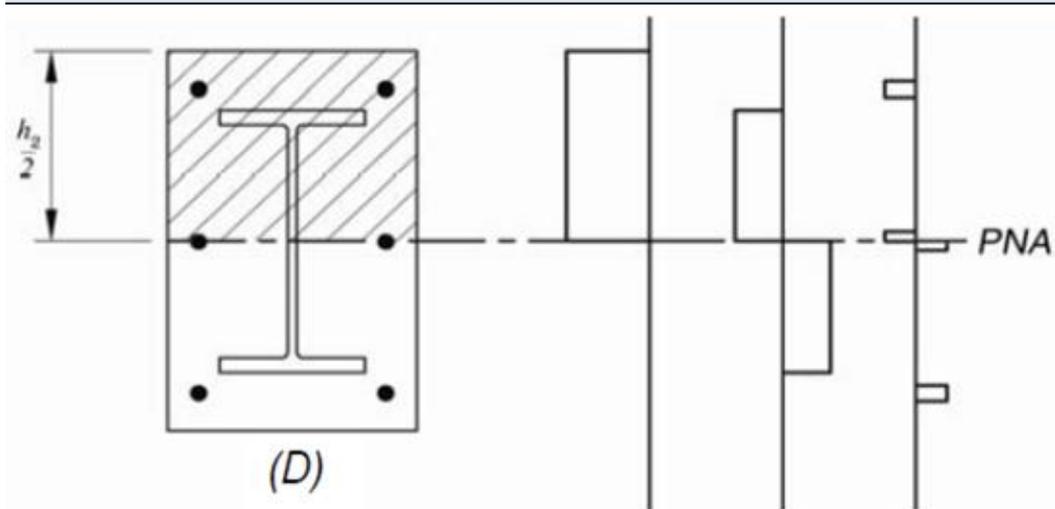
$P_a=$	2388870.418	kg
$M_a=$	0	kg*cm

PUNTO C



$P_c=$	590020.2457	kg
$M_c=$	33984605.56	kg*cm

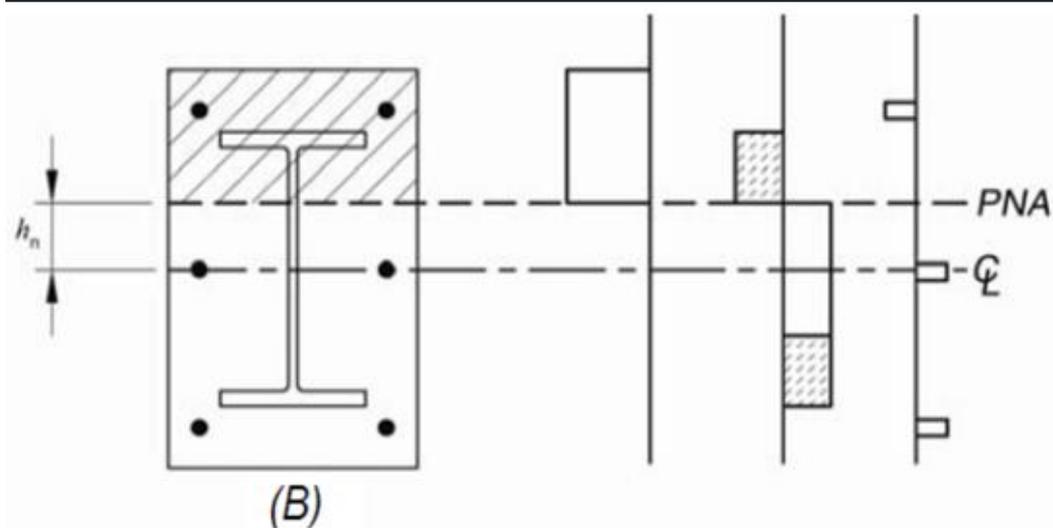
PUNTO D



Módulo resistente plástico eje x (Wply)	Zs=	12060.88	cm ³
Recubrimiento	c=	2.5	cm
Área varillas centrales	Asrs=	0	cm

Pd=	295010.1229	kg
Zr=	124.4070691	
Zc=	41814.71293	
Md=	35313697.69	kg*cm

PUNTO B



Ancho alas del perfil	bf=	41.91	cm
Espesor alas del perfil	tf=	6.76	cm
Espesor alma del perfil	tw=	4.22	cm
Altura perfil	d=	45.47	cm

CASO 1

hn=	9.010484878
Zsn=	342.6168952

Cumple

CASO 2

hn=	14.89865262
Zsn=	-298.8138149

No cumple

CASO 3

hn=	-115.4502661
Zsn=	12060.88

No cumple

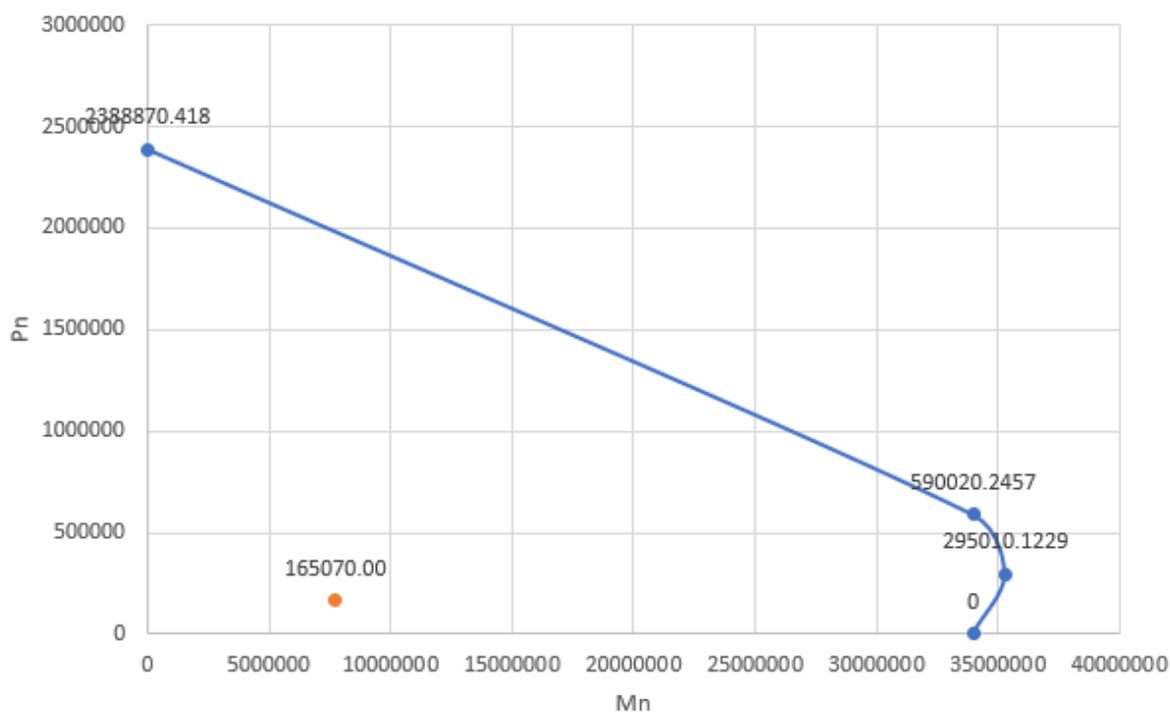
Pb=	0	kg
Zcn=	4528.713369	
Mb=	33984605.56	kg*cm

Puntos	Mn	Pn
A	0	2388870.42
C	33984605.6	590020.246
D	35313697.7	295010.123
B	33984605.6	0

Mn=	7734460.00	kg*cm
	7734.46	T*cm

Pn=	165070.00	kg
	165.07	T

Diagrama de interacción



Curva de interacción modificada						
Punto	Cargas nominales		Cargas últimas $\phi=0.90$		Cargas últimas $\phi=0.70$	
	Mn	Pn	Mn1	Pn1	Mn2	Pn2
	(kg*cm)	(kg)	(kg*cm)	(kg)	(kg*cm)	(kg)
1	0.00	2388870.42	0.00	2149983.38	0.00	1672209.29
2	33984605.56	590020.25	30586145.01	531018.22	23789223.89	413014.17
3	35313697.69	295010.12	31782327.92	265509.11	24719588.38	206507.09
4	33984605.56	0.00	30586145.01	0.00	23789223.89	0.00

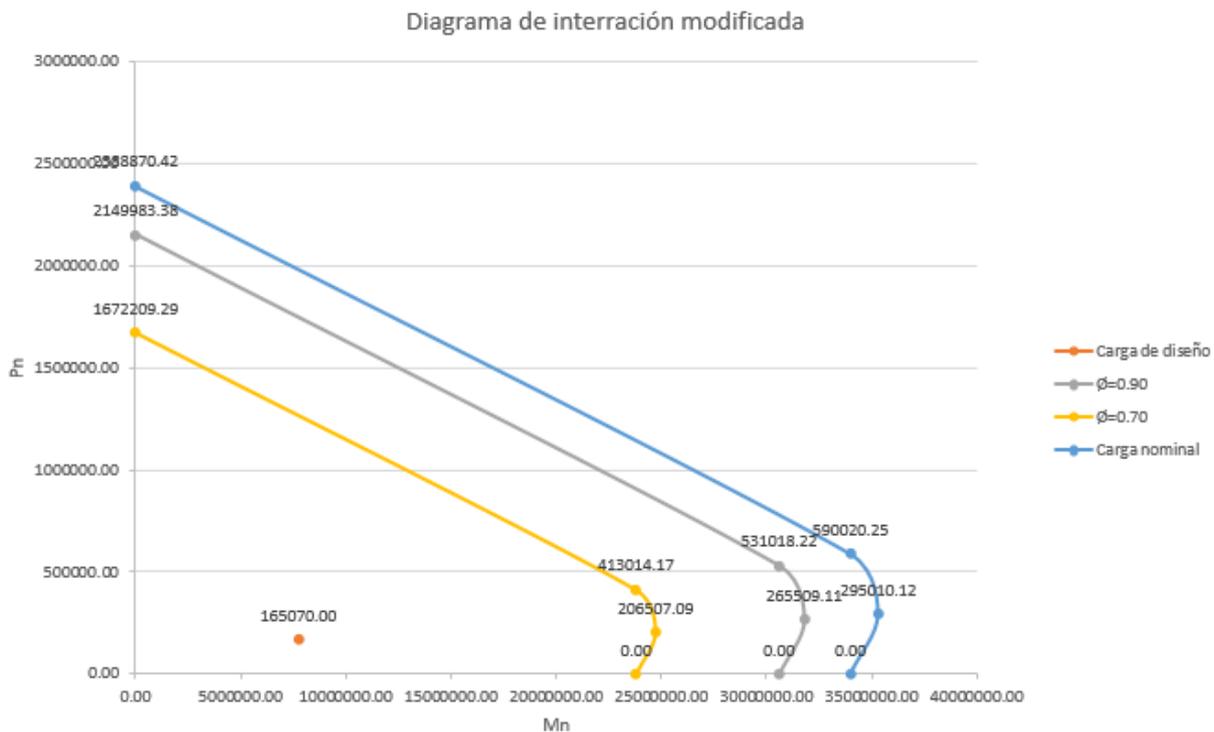
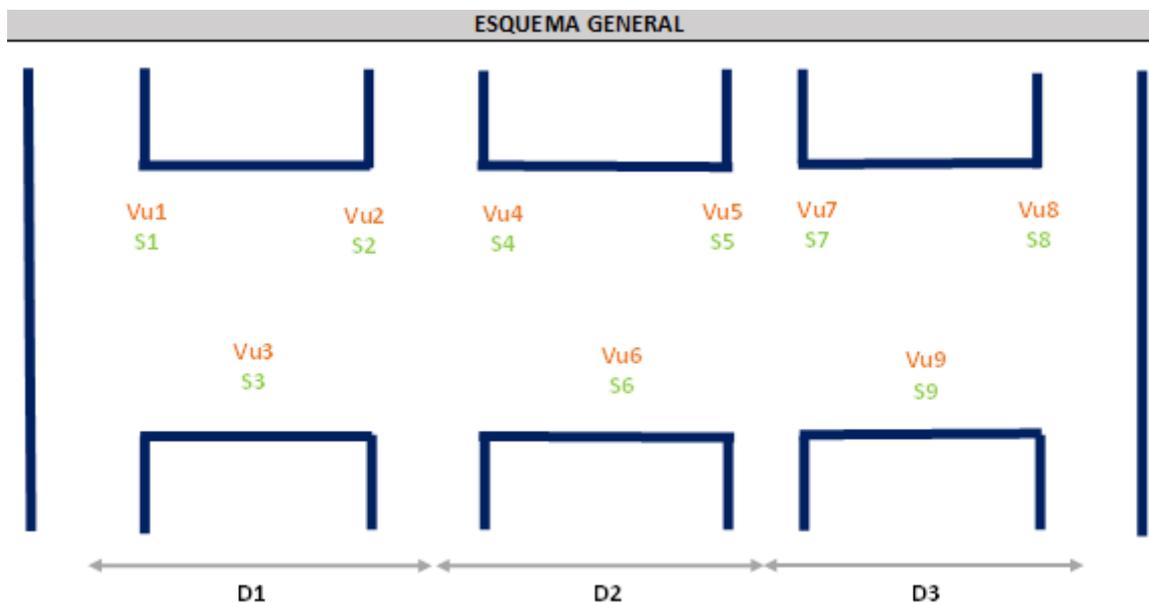


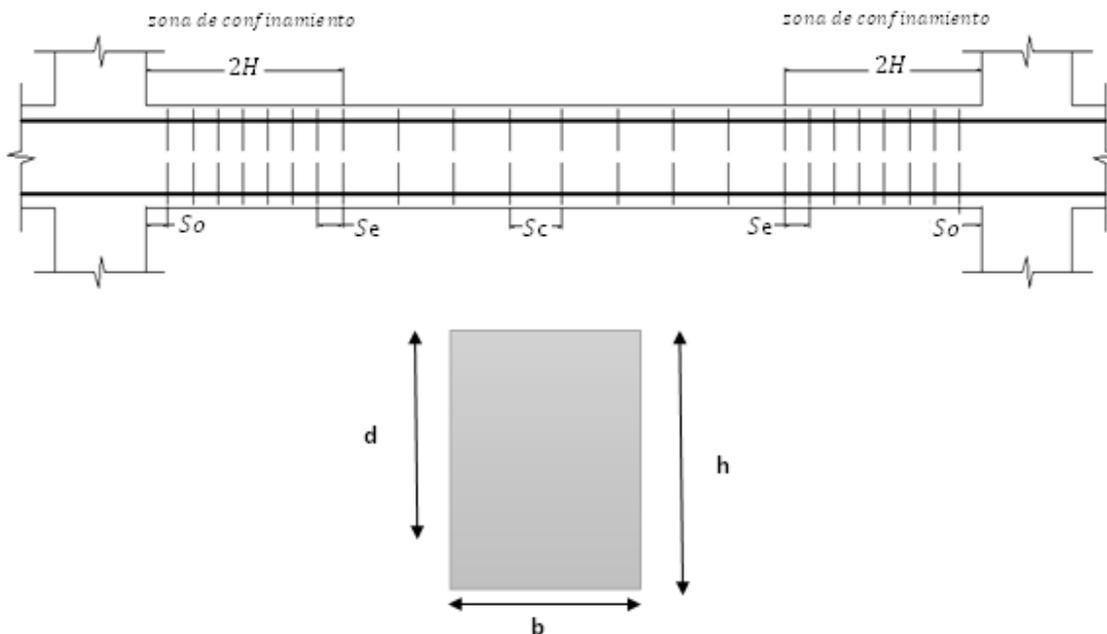
Ilustración 142. Diagrama de interacción columna compuesta modelo 4

Fuente. Excel de autoría propia

3.2.10.4.12 Verificación por corte en vigas y columnas

- Vigas





$f'c=$	240	kg/cm ²
$f_y=$	4200	kg/cm ²

Vigas horizontales			Vigas verticales		
h=	50	cm	h=	50	cm
b=	25	cm	b=	25	cm
d=	47	cm	d=	47	cm
D1=	6.00	m	D1=	6.00	m
D2=	6.00	m	D2=	6.00	m
D3=	6.00	m	D3=	6.00	m
2H=	100.00	cm	2H=	100.00	cm

Espaciamientos (Confinamiento)		
S1=	8.00	cm
S2=	8.00	cm
S3=	15.00	cm

Ilustración 143. Verificación manual por corte, separación de estribos modelo 4

Fuente. Excel de autoría propia

• **Columnas**

un mínimo de una barra (10 mm) espaciada a un máximo de 30 cm (300 mm) entre trabas, o una barra (13 mm) con un espaciamiento mayor de 40 cm (400 mm) entre trabas

Densidad de acero

$$s \leq \min(48d_{st}, 16d_{sr}, 0.5b, 0.5d)$$

s=	10	cm	48dst=	37.92	0.5b=	30
			16dsr=	18.08	0.5d=	30

Ilustración 144. Verificación por corte, separación de estribos modelo 4

Fuente. Excel de autoría propia

3.2.10.4.13 *Diseño de nudos*

- *Criterio columna fuerte-viga débil*

MOMENTOS COLUMNAS			
Punto	Mn	Pn	
	(T*m)	(T)	
1	0.00	2388.87	
2	339.85	486.70	
3	353.14	243.35	
4	339.85	0.00	

COLUMNA FUERTE - VIGA DÉBIL			
NUDO CENTRAL			
Mv1=	8.23	T*m	
Mv2=	8.23	T*m	
Mc=	339.85	T*m	
Revisamos condición:	$\sum M_{col} \geq 1,2 \sum M_{viga}$	CUMPLE	

NUDO EXTERIOR			
Mv1=	8.12	T*m	
Mv2=	8.12	T*m	
Mc=	339.85	T*m	
Revisamos condición:	$\sum M_{col} \geq 1,2 \sum M_{viga}$	CUMPLE	

NUDO ESQUINERO			
Mv1=	8.12	T*m	
Mv2=	0.00	T*m	
Mc=	339.85	T*m	
Revisamos condición:	$\sum M_{col} \geq 1,2 \sum M_{viga}$	CUMPLE	

Ilustración 145. Verificación manual criterio columna fuerte-viga débil

Fuente. Excel de autoría propia

3.2.11 *Diseño de cimentación con software SAFE*

3.2.11.1 *Tipo de suelo*

Según el mapa de clasificación S.U.C.S. los suelos de tipo SM (Arenas limosas) y ML (Limos orgánicos y arenas muy finas, limos limpios, arenas finas, limosas o arcillosas) predominan con un 93% del total de los suelos, por lo que se determina que son suelos de tipo granular.

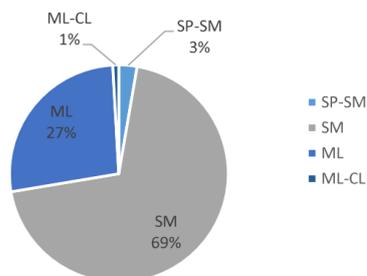
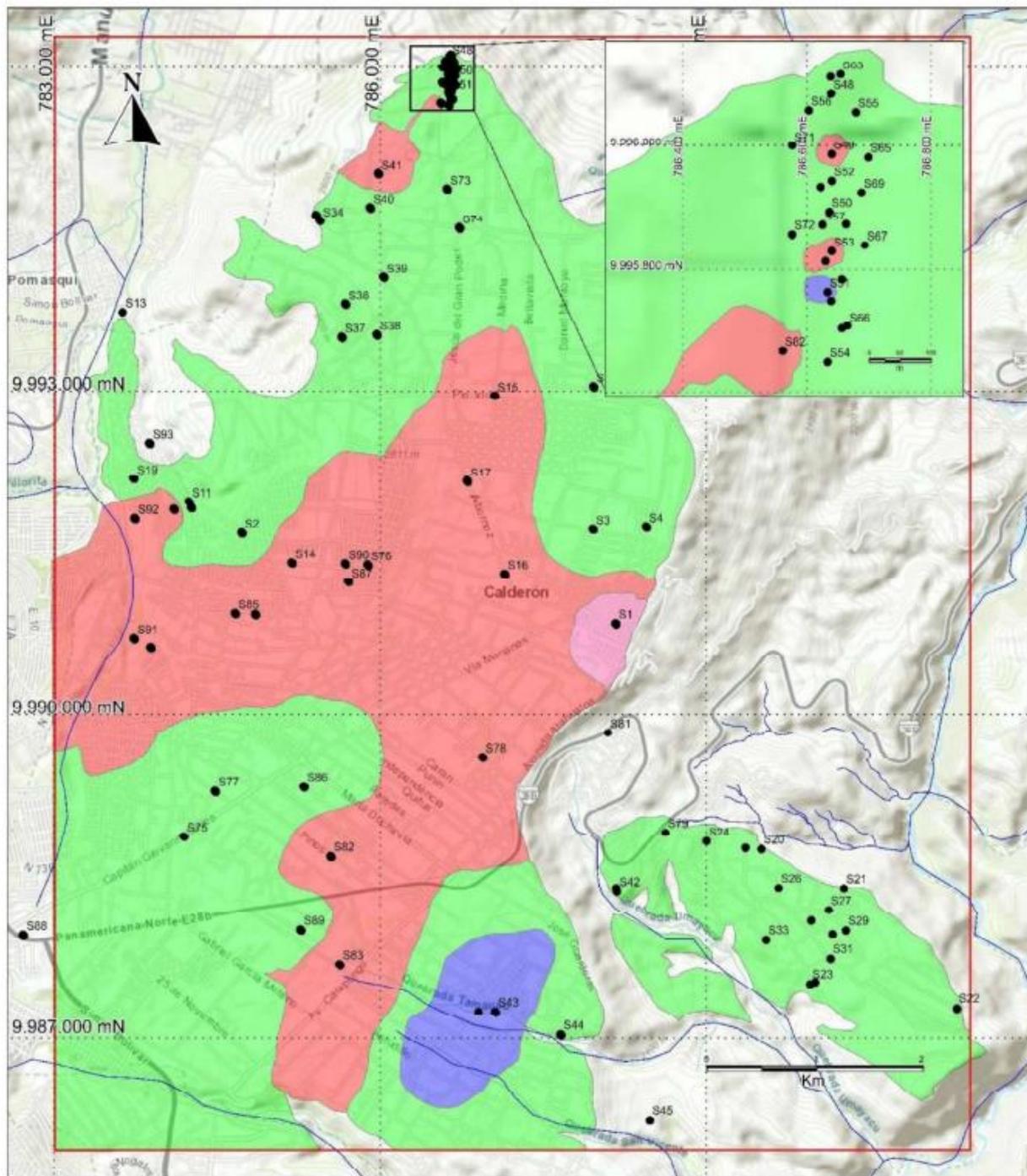


Ilustración 146. Distribución de la clasificación S.U.C.S

Fuente. Amanta R. (2020), "Mapa de microzonificación geotécnico en subsuelo de la parroquia de Calderón, Distrito Metropolitano de Quito, a escala 1:65 000"



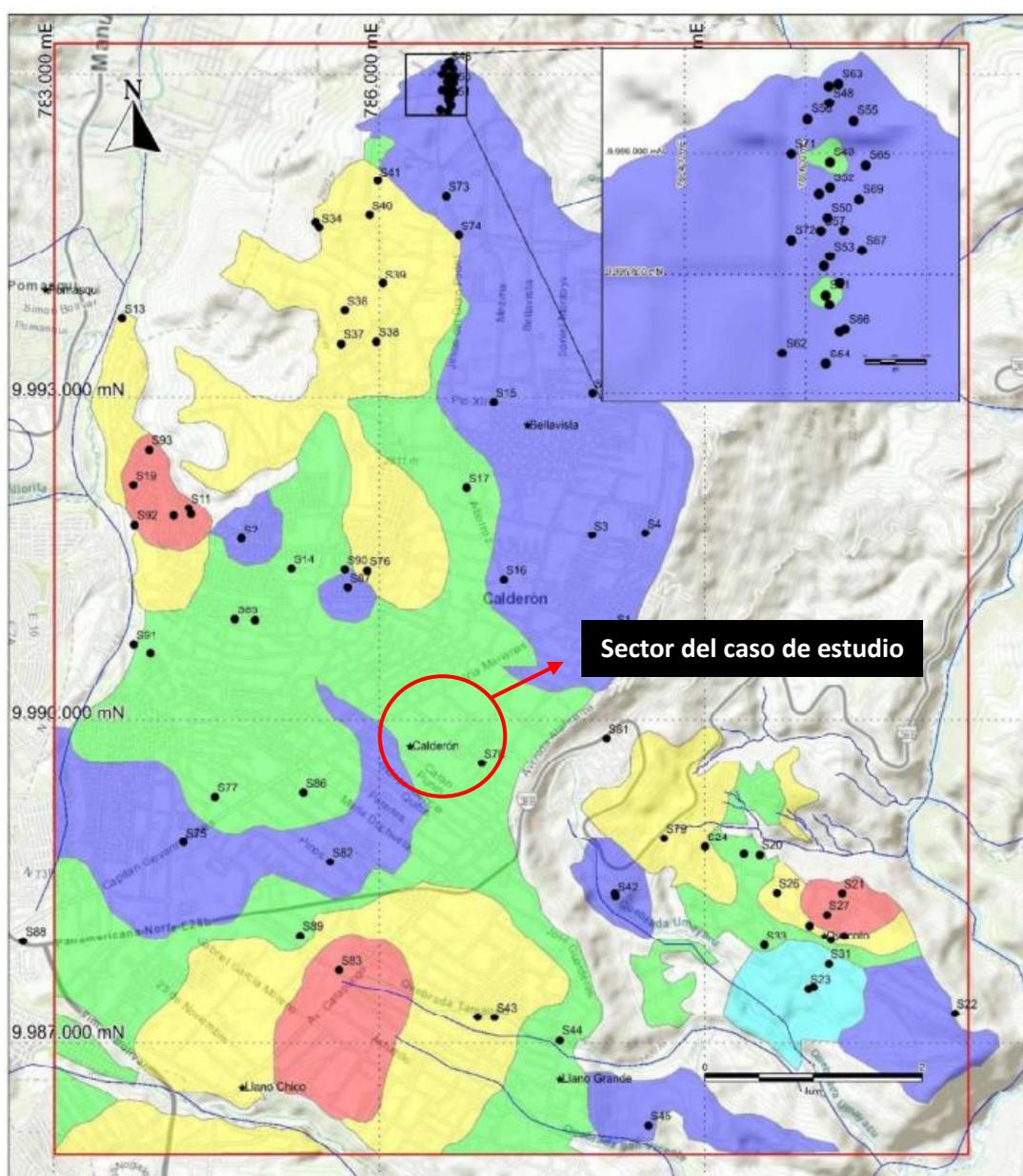
LEYENDA		CLASIFICACIÓN DE SUELOS S.U.C.S.		
	Área de estudio	PROFUNDIDAD: 0 a 2 m REALIZADO POR: AMANTA ROMEL ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL AUSPICIADO POR: EPMAPS, DMQ		
CLASIFICACIÓN SUCS				ESCALA: 1: 65 000 SISTEMA DE COORDENADAS: UTM WGS 1984, ZONA 17S
	SP-SM: Arenas limosas, mal graduadas, mezcla de arenas y limos, con pocas gravas.			
	SM: Arenas limosas, mezclas de arena y limo.			
	ML: Limos orgánicos y arenas muy finas, limos limpios, arenas finas, limosas o arcillosas, o limos con ligera plasticidad.			
	ML-CL: Arenas muy finas, limos limpios, limos orgánicos con ligera plasticidad.			
●	Sondeos			
★	Poblados			
—	Ríos			

Ilustración 147. Mapa de clasificación S.U.C.S.

Fuente. Amanta R. (2020), "Mapa de microzonificación geotécnico en subsuelo de la parroquia de Calderón, Distrito Metropolitano de Quito, a escala 1:65 000"

3.2.11.2 Capacidad portante del suelo

La evaluación de la capacidad portante se obtiene mediante la consideración de los resultados de los ensayos SPT, partiendo de la premisa de que estos valores han sido ajustados para compensar la pérdida de energía. En nuestro caso de estudio según el mapa existe una mayor cantidad de valores entre 10 y 40 ton/m², por lo que se toma el valor de 15 ton/m² adquiriendo un criterio conservador. Se ingresa el valor del coeficiente de balasto en el programa SAFE, mediante la tabla del módulo de reacción del Suelo (conocido también como Coeficiente de Balasto o Modulo de Winkler), en función de la resistencia admisible del terreno.



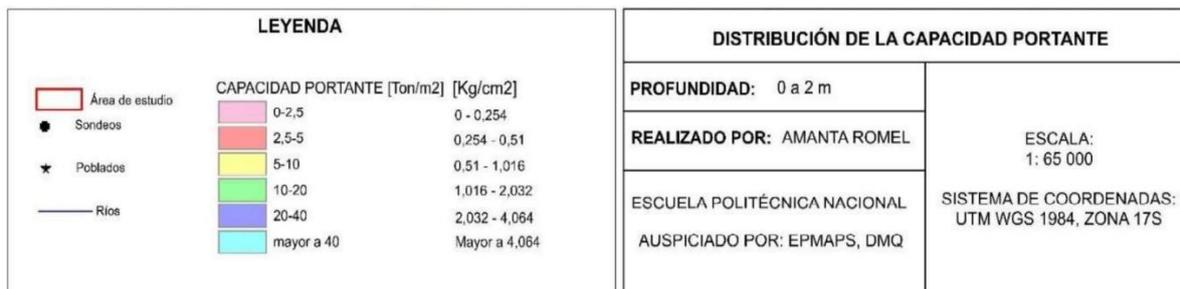


Ilustración 148. Mapa de capacidad portante.

Fuente. Amanta R. (2020), "Mapa de microzonificación geotécnico en subsuelo de la parroquia de Calderón, Distrito Metropolitano de Quito, a escala 1:65 000"

Esf Adm (t/m ²)	K (t/m ³)	Esf Adm (t/m ²)	K (t/m ³)	Esf Adm (t/m ²)	K (t/m ³)
2.50	650	15.50	3190	28.50	5700
3.00	780	16.00	3280	29.00	5800
3.50	910	16.50	3370	29.50	5900
4.00	1040	17.00	3460	30.00	6000
4.50	1170	17.50	3550	30.50	6100
5.00	1300	18.00	3640	31.00	6200
5.50	1390	18.50	3730	31.50	6300
6.00	1480	19.00	3820	32.00	6400
6.50	1570	19.50	3910	32.50	6500
7.00	1660	20.00	4000	33.00	6600
7.50	1750	20.50	4100	33.50	6700
8.00	1840	21.00	4200	34.00	6800
8.50	1930	21.50	4300	34.50	6900
9.00	2020	22.00	4400	35.00	7000
9.50	2110	22.50	4500	35.50	7100
10.00	2200	23.00	4600	36.00	7200
10.50	2290	23.50	4700	36.50	7300
11.00	2380	24.00	4800	37.00	7400
11.50	2470	24.50	4900	37.50	7500
12.00	2560	25.00	5000	38.00	7600
12.50	2650	25.50	5100	38.50	7700
13.00	2740	26.00	5200	39.00	7800
13.50	2830	26.50	5300	39.50	7900
14.00	2920	27.00	5400	40.00	8000
14.50	3010	27.50	5500	40.50	8100
15.00	3100	28.00	5600	41.00	8200

Ilustración 149. Tabla de coeficiente de balasto o módulo de Winkler

Fuente. Guerra, M. (2013). "Diseño de cimentaciones sismo resistentes utilizando SAFE"

3.2.11.3 Predimensionamiento de zapatas

3.2.11.3.1 Arquetipo 1

En primer lugar, se debe obtener los valores de las reacciones en la base de la carga muerta y viva, también el momento de carga muerta y viva, todos estos valores de cada uno de los modelos en ETABS. En nuestro caso se realizará el predimensionamiento de una zapata central y una lateral con carga y momento más críticos.

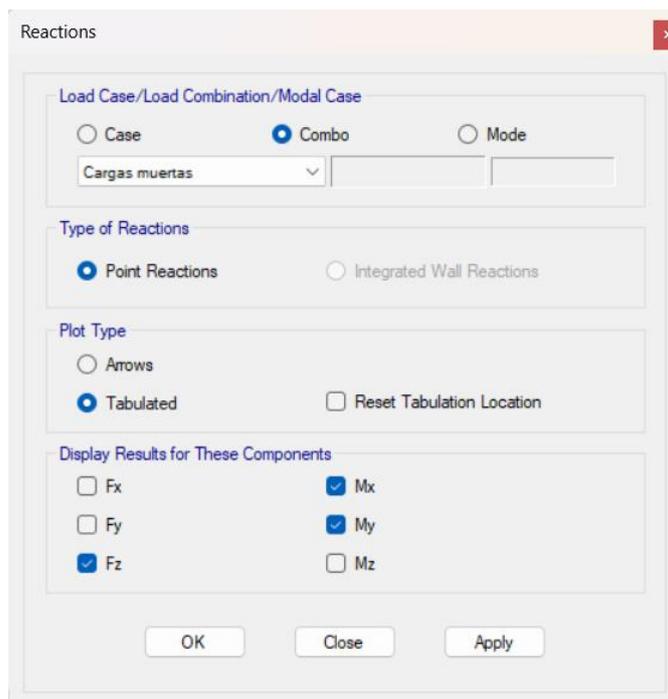


Ilustración 150. Reacciones en la base (Carga muerta) Arquetipo 1

Fuente. Etabs 2021

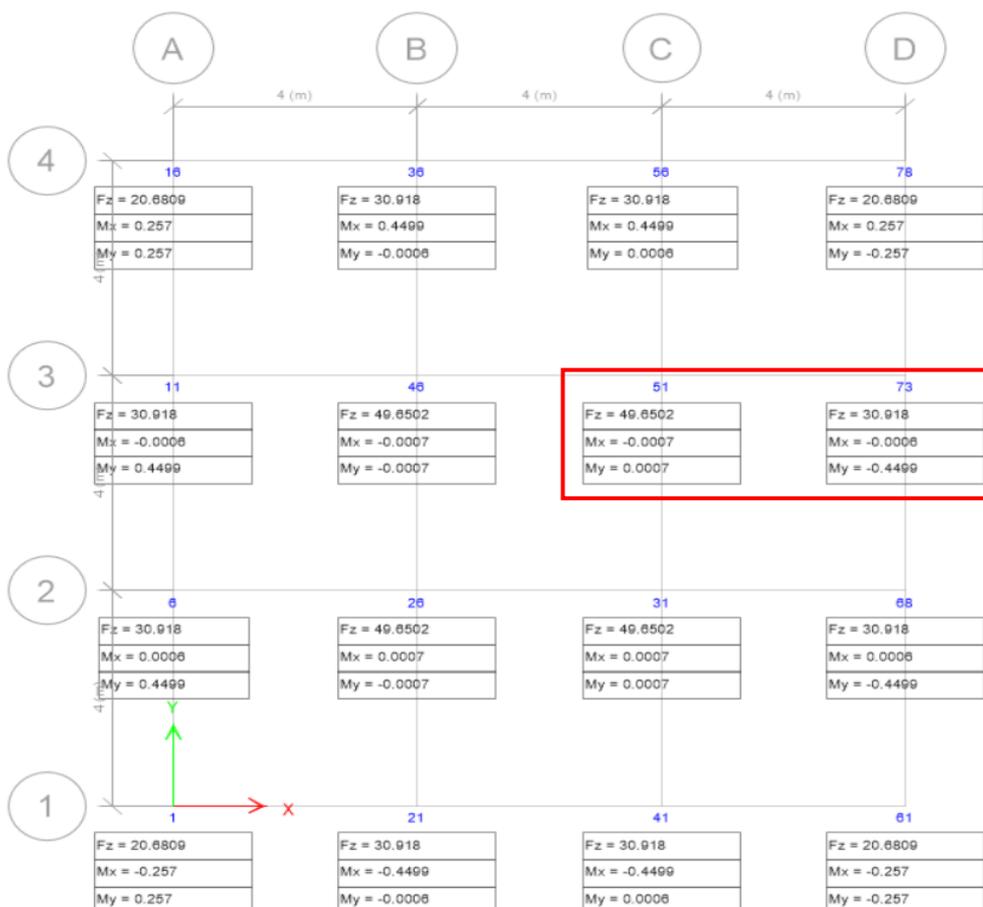


Ilustración 151. Valores de carga y momento (Carga muerta) Arquetipo 1

Fuente. Etabs 2021

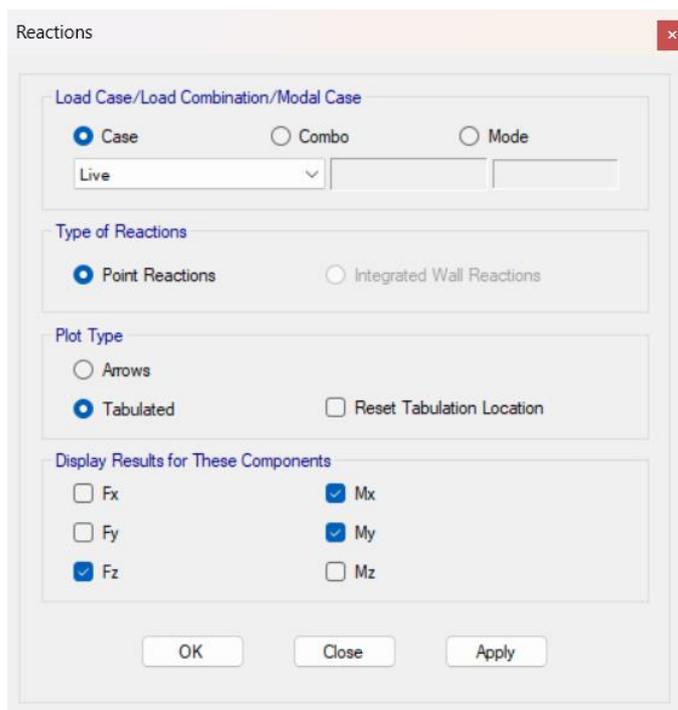


Ilustración 152. Reacciones en la base (Carga viva) Arquetipo 1

Fuente. Etabs 2021

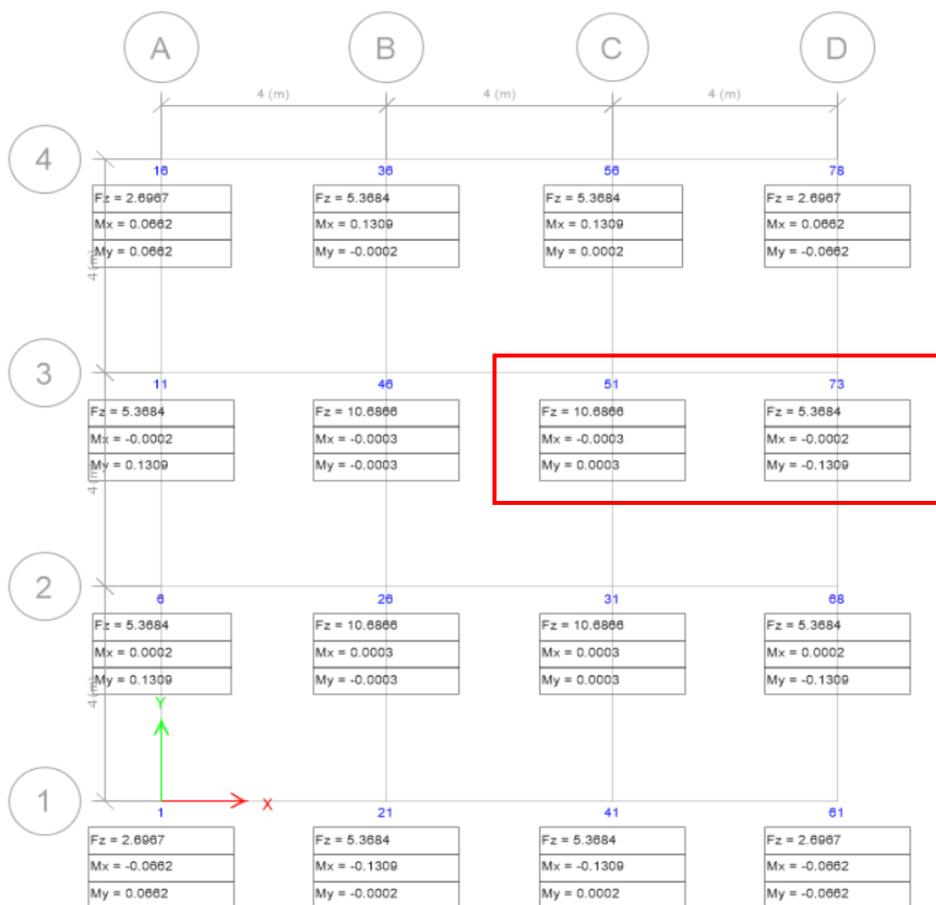
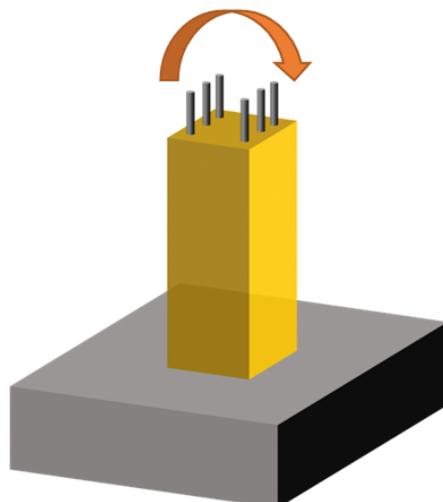


Ilustración 153. Valores de carga y momento (Carga viva) Arquetipo 1

Fuente. Etabs 2021

DISEÑO DE ZAPATA CENTRAL

ARQUETIPO 1



DATOS GENERALES:

CARGA MUERTA:	$P_{cm} =$	49.65	T
CARGA VIVA:	$P_{cv} =$	10.69	T
MOMENTO CARGA MUERTA:	$M_{cm} =$	0.0007	T*m
MOMENTO CARGA VIVA:	$M_{cv} =$	0.0003	T*m
RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN:	$f'_c =$	240	kg/cm ²
ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO:	$\sigma'_{adm} =$	15	T/m ²
ESFUERZO DE FLUENCIA DEL ACERO:	$f_y =$	4200	kg/cm ²

Cargas de servicio

$$P_s = P_{CM} + P_{CV}$$

Ps=	60.34	T
------------	-------	---

$$M_s = M_{CM} + M_{CV}$$

Ms=	0.001	T*m
------------	-------	-----

Cargas últimas

$$P_u = 1,2 P_{CM} + 1,6 P_{CV}$$

Pu=	76.684	T
------------	--------	---

$$M_u = 1,2 M_{CM} + 1,6 M_{CV}$$

Mu=	0.00132	T*m
------------	---------	-----

Dimensiones del plinto

AF=	Área de fundación
------------	-------------------

$$\sigma_{adm} = \frac{P_u}{AF}$$

$$AF = \frac{P_u}{\sigma_{adm}}$$

AF=	5.11226667	m ²
------------	------------	----------------



a=	2.5
b=	2.5

AF=	a x b =	6.25	m ²
------------	---------	------	----------------

Dimensiones de columna



a=	0.55	m
b=	0.55	m
AG=	a x b =	0.3025 m ²

Excentricidad

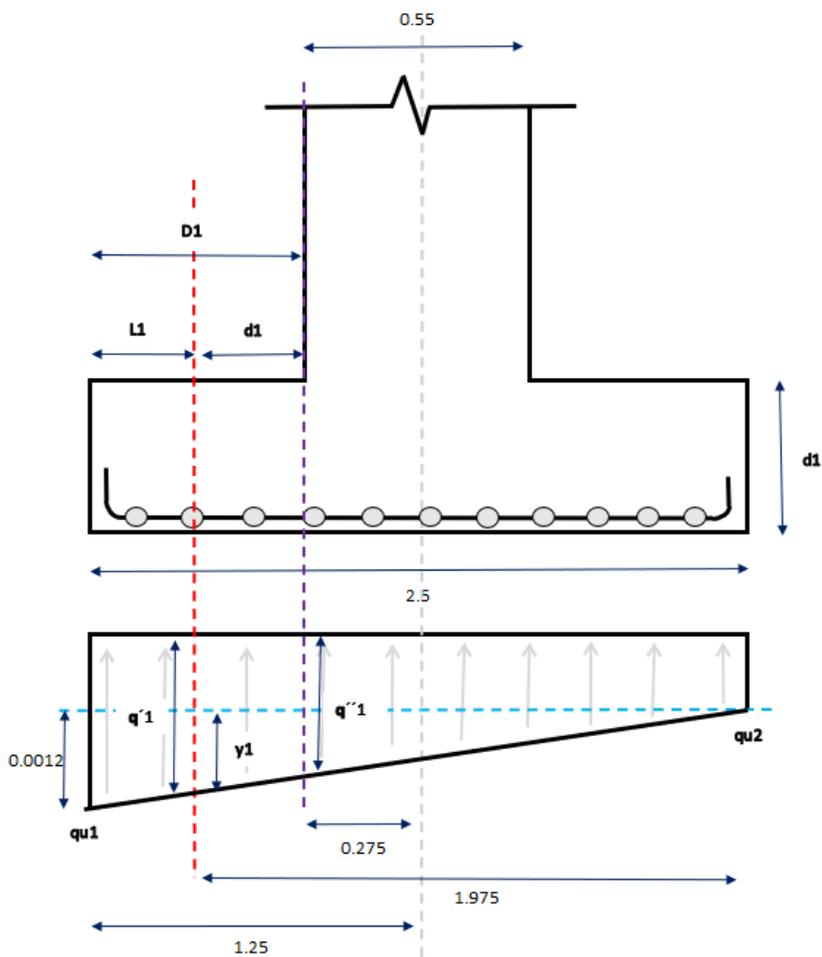
$$e = \frac{Ms}{Ps}$$

e=	0.000017	m
----	----------	---

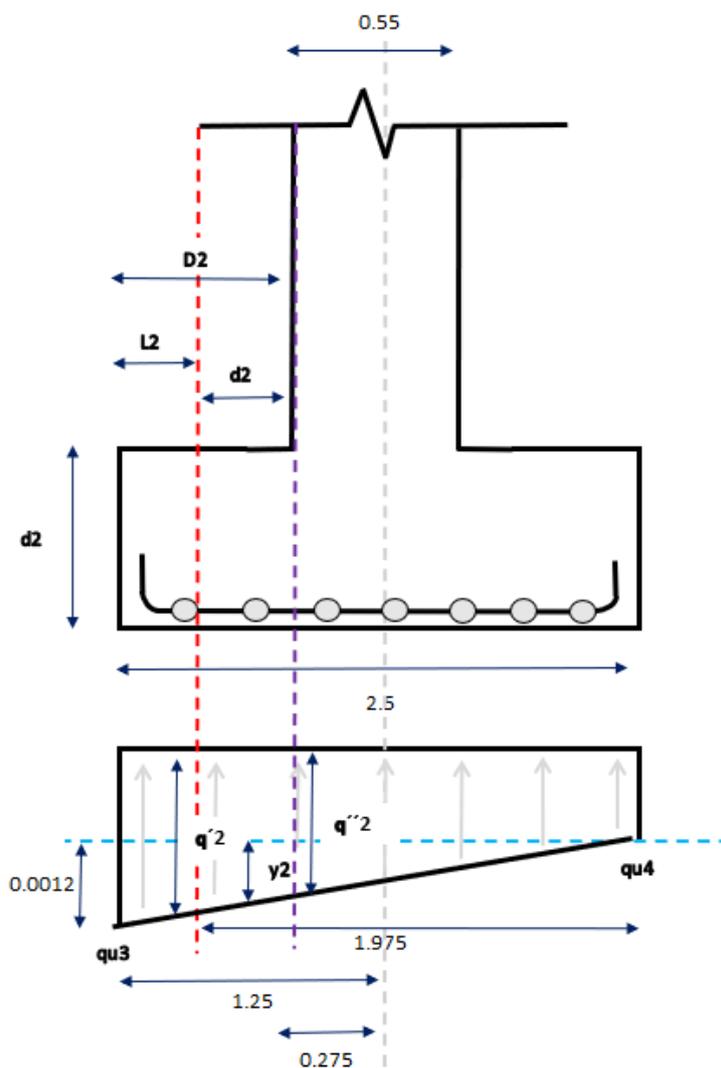
Revisamos la condición:

0.00002	$e < \frac{L}{6}$	0.4167
CORRECTO ✓		

1. Vista Frontal



2.Vista Lateral



COMPROBACIÓN CORTE
Presión real del suelo

$\sigma_{rs} =$	Esfuerzo real del suelo
Aplinto =	Área del plinto

$$\sigma_{rs} = \frac{P_s}{A_{plinto}}$$

$\sigma_{rs} =$	9.65	T/m ²
-----------------	------	------------------

$$q_1 = \sigma_{rs} \times \left(1 + \frac{6e}{L_{opuesto}}\right)$$

q1=	9.65	T/m ²
------------	------	------------------

$$q_3 = \sigma_{rs} \times \left(1 + \frac{6e}{L_{opuesto}}\right)$$

q3=	9.65	T/m ²
------------	------	------------------

$$q_2 = \sigma_{rs} \times \left(1 - \frac{6e}{L_{opuesto}}\right)$$

q2=	9.65	T/m ²
------------	------	------------------

$$q_4 = \sigma_{rs} \times \left(1 - \frac{6e}{L_{opuesto}}\right)$$

q4=	9.65	T/m ²
------------	------	------------------

Revisamos la condición:	Revisamos la condición:	Revisamos la condición:
$q_1 < \sigma_{adm}$	$q_2 < \sigma_{adm}$	$q_3 < \sigma_{adm}$
CUMPLE ✓	CUMPLE ✓	CUMPLE ✓
	Revisamos la condición:	
	$q_4 < \sigma_{adm}$	
	CUMPLE ✓	

$$q_{u1} = \frac{Pu}{AF} \times \left(1 + \frac{6e}{L_{opuesto}} \right)$$

qu1=	15.00	T/m2
-------------	-------	------

$$q_{u3} = \frac{Pu}{AF} \times \left(1 + \frac{6e}{L_{opuesto}} \right)$$

qu3=	15.00	T/m2
-------------	-------	------

$$q_{u2} = \frac{Pu}{AF} \times \left(1 - \frac{6e}{L_{opuesto}} \right)$$

qu2=	15.00	T/m2
-------------	-------	------

$$q_{u4} = \frac{Pu}{AF} \times \left(1 - \frac{6e}{L_{opuesto}} \right)$$

qu4=	15.00	T/m2
-------------	-------	------

Cortante 1 (Área de la carga)

Asumo d:	0.45	m
-----------------	------	---

L1=	0.525	m
D1=	0.975	m
y1=	0.0009	m
q'1=	15.000	T/m2

$$V_{u1} = \left(\frac{q_{u1} + q'1}{2} \right) \times L1 \times a$$

Vu1=	19.69	T
-------------	-------	---

Esfuerzo real de corte

σ_{rc1}=	Esfuerzo real de corte
ϕ_{corte}=	0.75

$$\sigma_{rc1} = \frac{V_{u1}}{\phi \times L_{opuesto} \times d}$$

σ_{rc1}=	23.334	T/m2
	2.333	Kg/cm2

Esfuerzo admisible a corte

$\sigma_{ac} =$	Esfuerzo admisible a corte
-----------------	----------------------------

$$\sigma_{ac} = 0,53\sqrt{f'c}$$

$\sigma_{ac} =$	8.2107	Kg/cm ²
-----------------	--------	--------------------

Revisamos la condición:

$$\underline{2.333} \quad \sigma_{rc1} \leq \sigma_{ac} \quad \underline{8.2107}$$

CORRECTO ✓

Cortante 2

L2=	0.525	m
D2=	0.975	m
y2=	0.001	m
q'2=	15.000	T/m ²

$$V_{u2} = \left(\frac{q_{u2} + q'2}{2} \right) \times L2 \times b$$

Vu2=	19.69	T
-------------	-------	---

Esfuerzo real de corte

$\sigma_{rc2} =$	Esfuerzo real de corte
$\phi_{corte} =$	0.75

$$\sigma_{rc2} = \frac{V_{u2}}{\phi \times L_{opuesto} \times d}$$

$\sigma_{rc2} =$	23.334	T/m ²
	2.333	Kg/cm ²

Esfuerzo admisible a corte

$\sigma_{ac} =$	Esfuerzo admisible a corte
-----------------	----------------------------

$$\sigma_{ac} = 0,53\sqrt{f'c}$$

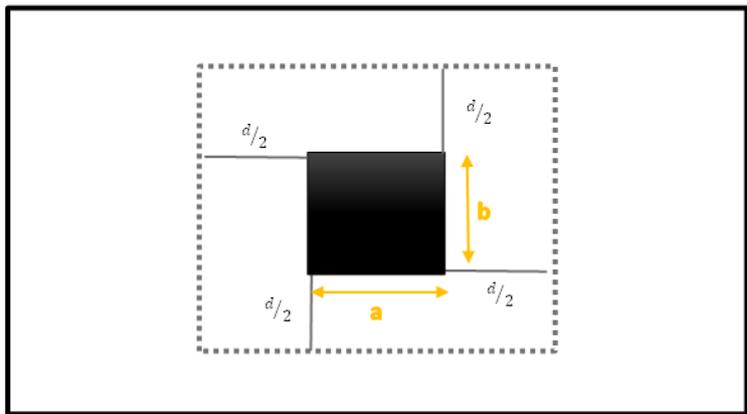
$\sigma_{ac} =$	8.2107	Kg/cm ²
-----------------	--------	--------------------

Revisamos la condición:

$$\underline{2.333} \quad \sigma_{rc2} \leq \sigma_{ac} \quad \underline{8.2107}$$

CORRECTO ✓

COMPROBACIÓN PUNZONAMIENTO



a=	0.55	m
b=	0.55	m

d/2=	0.225	m
-------------	-------	---

p=	perímetro de punzonamiento	
-----------	----------------------------	--

$$p = \left(\frac{d}{2} + a + \frac{d}{2}\right) \times 2 + \left(\frac{d}{2} + b + \frac{d}{2}\right) \times 2$$

p=	4	m
-----------	---	---

Esfuerzo real de punzonamiento

σ_{rp}=	Esfuerzo real de punzonamiento	
ϕ_{corte}=	0.75	

$$\sigma_{rp} = \frac{P_u}{\phi \times p \times d}$$

σ_{rp}=	56.803	T/m2
	5.680	Kg/cm2

Esfuerzo admisible de punzonamiento

σ_{ap}=	Esfuerzo admisible de punzonamiento	
----------------------------------	-------------------------------------	--

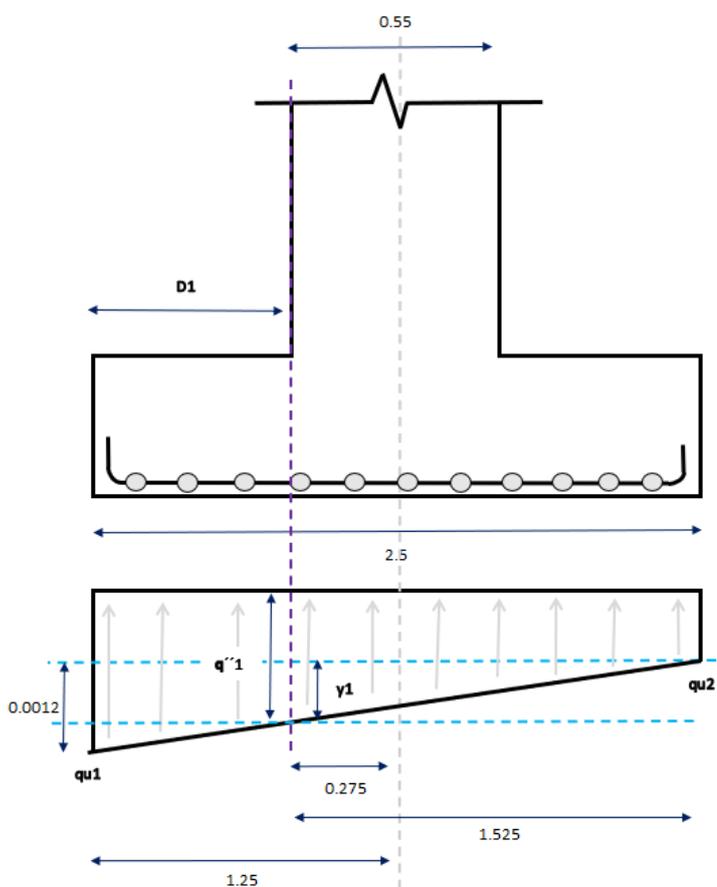
$$\sigma_{ap} = 1,06\sqrt{f'c}$$

σ_{ap}=	16.4214	Kg/cm2
----------------------------------	---------	--------

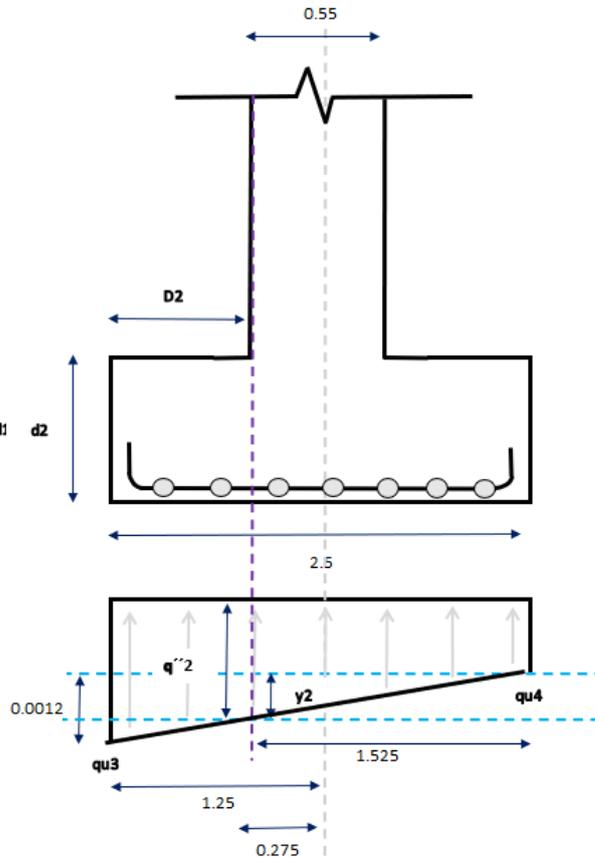
Revisamos la condición:

5.680	$\sigma_{rp} \leq \sigma_{ap}$	16.4214
CORRECTO ✓		

1. Vista Frontal



2. Vista Lateral



D1=	0.975	m
D2=	0.975	m
y1=	0.001	m
q''1=	15.000	T/m2
y2=	0.001	m
q''2=	15.000	T/m2
qmedio1=	15.000	T/m3
qmedio2=	15.000	T/m4

$$M_{u1} = \left(\frac{q1 + q''1}{2} \right)$$

$$M_{u2} = \left(\frac{q3 + q''2}{2} \right)$$

Mu1=	15.00	T*m
-------------	-------	-----

Mu2=	15.00	T*m
-------------	-------	-----

CUANTÍA

Mu1=	1500036.39	kg*cm
Lopuesto1=	250	cm

Mu2=	1500036.394	kg*cm
Lopuesto2=	250	cm

f'c=	240	kg/cm2
fy=	4200	kg/cm2
d=	45	cm

$$\rho_1 = 0,85 \times \frac{f'c}{fy} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{u1}}{0,85 \times 0,9 \times f'c \times Lopuesto1 \times d^2}} \right]$$

ρ1=	0.00079
------------	---------

$$\rho_2 = 0,85 \times \frac{f'c}{fy} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{u2}}{0,85 \times 0,9 \times f'c \times Lopuesto2 \times d^2}} \right]$$

ρ2=	0.00079
------------	---------

CUANTÍA MÍNIMA

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y}$$

ρmin=	0.0033
--------------	--------

Revisamos la condición:			Revisamos la condición:		
0.0008	$\rho_1 \leq \rho_{min}$	0.0033	0.0008	$\rho_2 \leq \rho_{min}$	0.0033
UTILIZAR CUANTIA MINIMA			UTILIZAR CUANTIA MINIMA		

ÁREA DE ACERO

$$A_{s1} = \rho \times L_{opuesto1} \times d$$

As1=	37.50	cm2
-------------	-------	-----

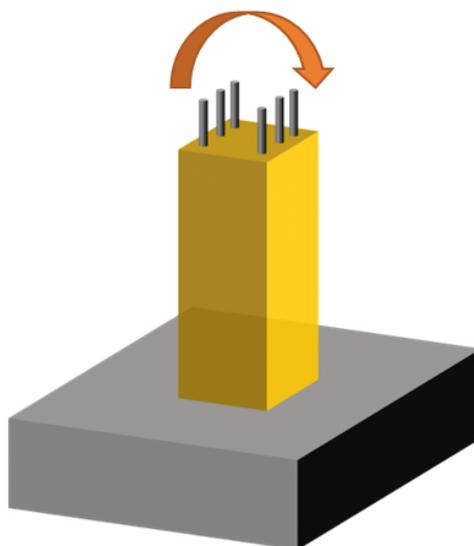
$$A_{s2} = \rho \times L_{opuesto2} \times d$$

As2=	37.50	cm2
-------------	-------	-----

Ilustración 154. Diseño zapata central (Arquetipo 1)

Fuente. Excel de autoría propia

DISEÑO DE ZAPATA LATERAL
ARQUETIPO 1



DATOS GENERALES:			
CARGA MUERTA:	Pcm=	30.92	T
CARGA VIVA:	Pcv=	5.36	T
MOMENTO CARGA MUERTA:	Mcm=	0.4499	T*m
MOMENTO CARGA VIVA:	Mcv=	0.1309	T*m
RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN:	f'c=	240	kg/cm2
ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO:	σ'adm=	15	T/m2
ESFUERZO DE FLUENCIA DEL ACERO:	fy=	4200	kg/cm2

Cargas de servicio

$$P_s = P_{CM} + P_{CV}$$

$$M_s = M_{CM} + M_{CV}$$

Ps=	36.28	T
------------	-------	---

Ms=	0.5808	T*m
------------	--------	-----

Cargas últimas

$$P_u = 1,2 P_{CM} + 1,6 P_{CV}$$

$$M_u = 1,2 M_{CM} + 1,6 M_{CV}$$

Pu=	45.68	T
------------	-------	---

Mu=	0.74932	T*m
------------	---------	-----

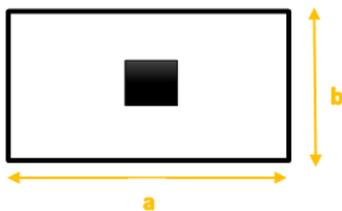
Dimensiones del plinto

AF=	Área de fundación
------------	-------------------

$$\sigma_{adm} = \frac{P_u}{AF}$$

$$AF = \frac{P_u}{\sigma_{adm}}$$

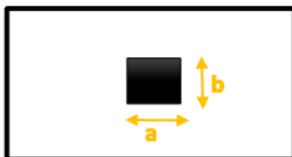
AF=	3.04533333	m2
------------	------------	----



a=	2
b=	2

AF=	a x b =	4	m2
------------	---------	---	----

Dimensiones de columna



a=	0.55	m
b=	0.55	m

AG=	a x b =	0.3025	m2
------------	---------	--------	----

Excentricidad

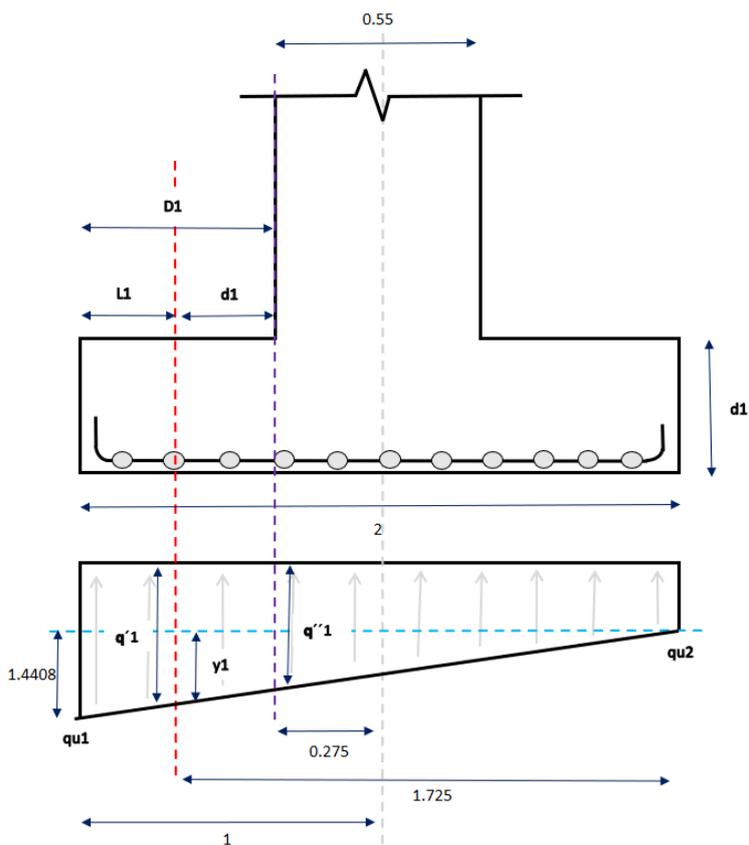
$$e = \frac{M_s}{P_s}$$

e=	0.016009	m
-----------	----------	---

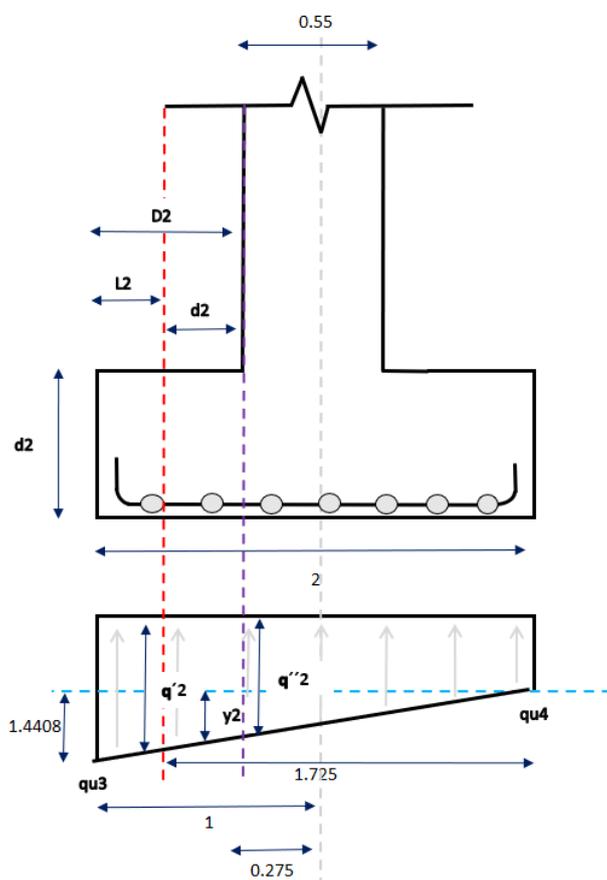
Revisamos la condición:

0.01601	$e < \frac{L}{6}$	0.3333
CORRECTO ✓		

1. Vista Frontal



2. Vista Lateral



COMPROBACIÓN CORTE

Presión real del suelo

$\sigma_{rs} =$	Esfuerzo real del suelo
Aplinto =	Área del plinto

$$\sigma_{rs} = \frac{P_s}{A_{plinto}}$$

$\sigma_{rs} =$	9.07	T/m ²
-----------------	------	------------------

$$q_1 = \sigma_{rs} \times \left(1 + \frac{6e}{L_{opuesto}}\right)$$

q1=	9.51	T/m ²
------------	------	------------------

$$q_3 = \sigma_{rs} \times \left(1 + \frac{6e}{L_{opuesto}}\right)$$

q3=	9.51	T/m ²
------------	------	------------------

$$q_2 = \sigma_{rs} \times \left(1 - \frac{6e}{L_{opuesto}}\right)$$

q2=	8.63	T/m ²
------------	------	------------------

$$q_4 = \sigma_{rs} \times \left(1 - \frac{6e}{L_{opuesto}}\right)$$

q4=	8.63	T/m ²
------------	------	------------------

Revisamos la condición:	Revisamos la condición:	Revisamos la condición:
$q_1 < \sigma_{adm}$	$q_2 < \sigma_{adm}$	$q_3 < \sigma_{adm}$
CUMPLE ✓	CUMPLE ✓	CUMPLE ✓
Revisamos la condición:		
$q_4 < \sigma_{adm}$		
CUMPLE ✓		

$$q_{u1} = \frac{Pu}{AF} \times \left(1 + \frac{6e}{L_{opuesto}}\right)$$

qu1=	15.72	T/m ²
-------------	-------	------------------

$$q_{u3} = \frac{Pu}{AF} \times \left(1 + \frac{6e}{L_{opuesto}}\right)$$

qu3=	15.72	T/m ²
-------------	-------	------------------

$$q_{u2} = \frac{Pu}{AF} \times \left(1 - \frac{6e}{L_{opuesto}}\right)$$

qu2=	14.28	T/m ²
-------------	-------	------------------

$$q_{u4} = \frac{Pu}{AF} \times \left(1 - \frac{6e}{L_{opuesto}}\right)$$

qu4=	14.28	T/m ²
-------------	-------	------------------

Cortante 1 (Área de la carga)

Asumo d:	0.45	m
-----------------	------	---

L1=	0.275	m
D1=	0.725	m
y1=	1.2427	m
q'1=	15.522	T/m ²

$$V_{u1} = \left(\frac{q_{u1} + q'1}{2}\right) \times L1 \times a$$

Vu1=	8.59	T
-------------	------	---

Esfuerzo real de corte

$\sigma_{rc1} =$	Esfuerzo real de corte
$\phi_{corte} =$	0.75

$$\sigma_{rc1} = \frac{V_{u1}}{\phi \times L_{opuesto} \times d}$$

$\sigma_{rc1} =$	12.729	T/m2
	1.273	Kg/cm2

Esfuerzo admisible a corte

$\sigma_{ac} =$	Esfuerzo admisible a corte
-----------------	----------------------------

$$\sigma_{ac} = 0,53\sqrt{f'c}$$

$\sigma_{ac} =$	8.2107	Kg/cm2
-----------------	--------	--------

Revisamos la condición:

$$\underline{1.273} \quad \sigma_{rc1} \leq \sigma_{ac} \quad \underline{8.2107}$$

CORRECTO ✓

Cortante 2

L2=	0.275	m
D2=	0.725	m
y2=	1.243	m
q'2=	15.522	T/m2

$$V_{u2} = \left(\frac{q_{u2} + q'2}{2} \right) \times L2 \times b$$

Vu2=	8.59	T
-------------	------	---

Esfuerzo real de corte

$\sigma_{rc2} =$	Esfuerzo real de corte
$\phi_{corte} =$	0.75

$$\sigma_{rc2} = \frac{V_{u2}}{\phi \times L_{opuesto} \times d}$$

$\sigma_{rc2} =$	12.729	T/m2
	1.273	Kg/cm2

Esfuerzo admisible a corte

$\sigma_{ac} =$	Esfuerzo admisible a corte
-----------------	----------------------------

$$\sigma_{ac} = 0,53 \sqrt{f'c}$$

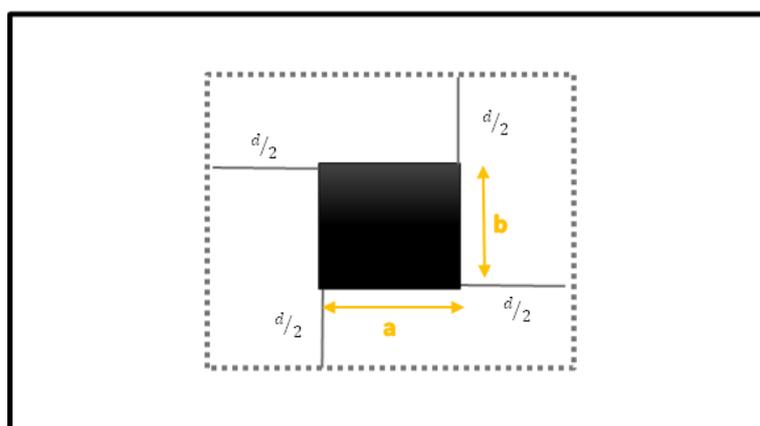
$\sigma_{ac} =$	8.2107	Kg/cm ²
-----------------	--------	--------------------

Revisamos la condición:

$$\mathbf{1.273} \quad \sigma_{rc2} \leq \sigma_{ac} \quad \mathbf{8.2107}$$

CORRECTO ✓

COMPROBACIÓN PUNZONAMIENTO



$a =$	0.55	m
$b =$	0.55	m

$d/2 =$	0.225	m
---------	-------	---

$p =$	perímetro de punzonamiento
-------	----------------------------

$$p = \left(\frac{d}{2} + a + \frac{d}{2} \right) \times 2 + \left(\frac{d}{2} + b + \frac{d}{2} \right) \times 2$$

$p =$	4	m
-------	---	---

Esfuerzo real de punzonamiento

$\sigma_{rp} =$	Esfuerzo real de punzonamiento
$\emptyset_{corte} =$	0.75

$$\sigma_{rp} = \frac{P_u}{\emptyset \times p \times d}$$

$\sigma_{rp} =$	33.837	T/m ²
	3.384	Kg/cm ²

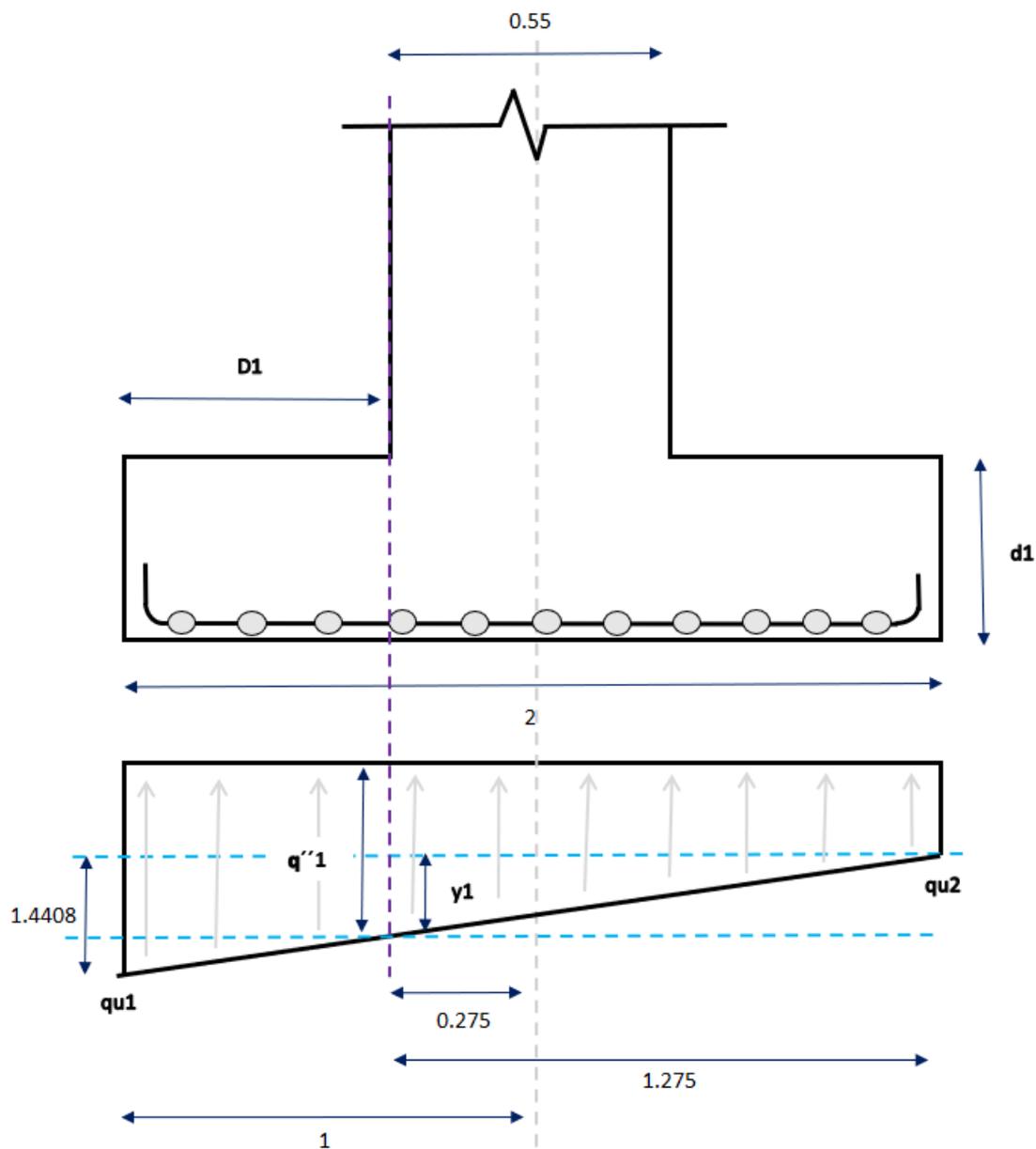
Esfuerzo admisible de punzonamiento

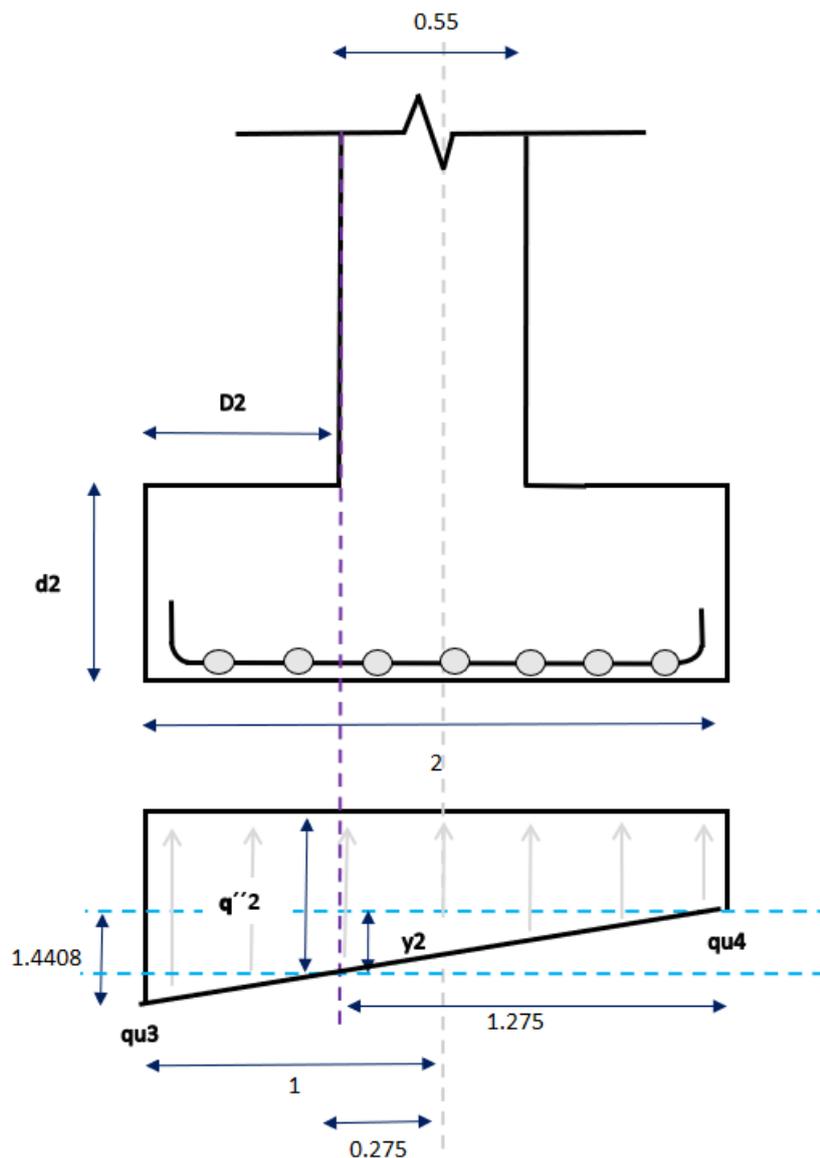
$\sigma_{ap} =$	Esfuerzo admisible de punzonamiento
-----------------	-------------------------------------

$$\sigma_{ap} = 1,06\sqrt{f'c}$$

$\sigma_{ap} =$	16.4214	Kg/cm ²
-----------------	---------	--------------------

Revisamos la condición:		
<u>3.384</u>	$\sigma_{rp} \leq \sigma_{ap}$	<u>16.4214</u>
CORRECTO ✓		





D1=	0.725	m
D2=	0.725	m
y1=	0.919	m
q''1=	15.198	T/m2
y2=	0.919	m
q''2=	15.198	T/m2
qmedio1=	15.459	T/m3
qmedio2=	15.459	T/m4

$$M_{u1} = \left(\frac{q1 + q''1}{2} \right)$$

Mu1=	15.46	T*m
-------------	-------	-----

$$M_{u2} = \left(\frac{q3 + q''2}{2} \right)$$

Mu2=	15.46	T*m
-------------	-------	-----

CUANTÍA

Mu1=	1545925.3	kg*cm
Lopuesto1=	200	cm

Mu2=	1545925.303	kg*cm
Lopuesto2=	200	cm

f'c=	240	kg/cm2
fy=	4200	kg/cm2
d=	45	cm

$$\rho_1 = 0,85 \times \frac{f'c}{fy} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{u1}}{0,85 \times 0,9 \times f'c \times L_{opuesto1} \times d^2}} \right]$$

ρ1=	0.00102
------------	---------

$$\rho_2 = 0,85 \times \frac{f'c}{fy} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{u2}}{0,85 \times 0,9 \times f'c \times L_{opuesto2} \times d^2}} \right]$$

ρ2=	0.00102
------------	---------

CUANTÍA MÍNIMA

$$\rho_{min} = \frac{14}{fy}$$

ρmin=	0.0033
--------------	--------

Revisamos la condición:	Revisamos la condición:
<u>0.0010</u> $\rho_1 \leq \rho_{min}$ <u>0.0033</u>	<u>0.0010</u> $\rho_2 \leq \rho_{min}$ <u>0.0033</u>
UTILIZAR CUANTIA MINIMA	UTILIZAR CUANTIA MINIMA

ÁREA DE ACERO

$$A_{s1} = \rho \times L_{opuesto1} \times d$$

As1=	30.00	cm2
-------------	-------	-----

$$A_{s2} = \rho \times L_{opuesto2} \times d$$

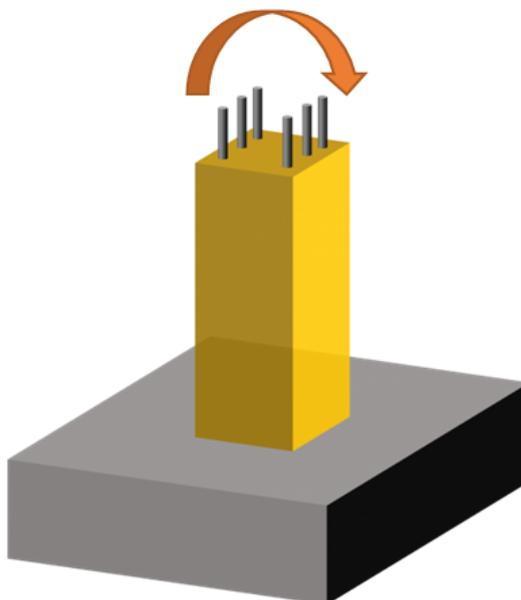
As2=	30.00	cm2
-------------	-------	-----

Ilustración 155. Diseño zapata lateral (Arquetipo 1)

Fuente. Excel de autoría propia

3.2.11.3.2 Arquetipo 2

DISEÑO DE ZAPATA CENTRAL
ARQUETIPO 2



DATOS GENERALES:			
CARGA MUERTA:	P _{cm} =	106.6	T
CARGA VIVA:	P _{cv} =	24.12	T
MOMENTO CARGA MUERTA:	M _{cm} =	0.0124	T*m
MOMENTO CARGA VIVA:	M _{cv} =	0.0039	T*m
RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN:	f'c=	240	kg/cm ²
ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO:	σ'adm=	15	T/m ²
ESFUERZO DE FLUENCIA DEL ACERO:	f _y =	4200	kg/cm ²

Cargas de servicio

$$P_s = P_{CM} + P_{CV}$$

Ps=	130.72	T
------------	--------	---

$$M_s = M_{CM} + M_{CV}$$

Ms=	0.0163	T*m
------------	--------	-----

Cargas últimas

$$P_u = 1,2 P_{CM} + 1,6 P_{CV}$$

Pu=	166.512	T
------------	---------	---

$$M_u = 1,2 M_{CM} + 1,6 M_{CV}$$

Mu=	0.02112	T*m
------------	---------	-----

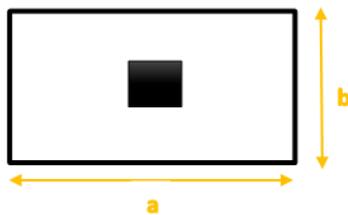
Dimensiones del plinto

AF=	Área de fundación
------------	-------------------

$$\sigma_{adm} = \frac{P_u}{AF}$$

$$AF = \frac{P_u}{\sigma_{adm}}$$

AF=	11.1008	m ²
------------	---------	----------------



a=	4
b=	4

AF=	a x b =	16	m2
-----	---------	----	----

CUANTÍA

Mu1=	1500163.08	kg*cm
Lopuesto1=	400	cm

Mu2=	1500163.076	kg*cm
Lopuesto2=	400	cm

f'c=	240	kg/cm2
fy=	4200	kg/cm2
d=	45	cm

$$\rho_1 = 0,85 \times \frac{f'c}{fy} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu_1}{0,85 \times 0,9 \times f'c \times Lopuesto1 \times d^2}} \right]$$

ρ1=	0.00049
------------	---------

$$\rho_2 = 0,85 \times \frac{f'c}{fy} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu_2}{0,85 \times 0,9 \times f'c \times Lopuesto2 \times d^2}} \right]$$

ρ2=	0.00049
------------	---------

CUANTÍA MÍNIMA

$$\rho_{min} = \frac{14}{fy}$$

ρmin=	0.0033
--------------	--------

Revisamos la condición:			Revisamos la condición:		
<u>0.0005</u>	$\rho_1 \leq \rho_{min}$	<u>0.0033</u>	<u>0.0005</u>	$\rho_2 \leq \rho_{min}$	<u>0.0033</u>
UTILIZAR CUANTIA MINIMA			UTILIZAR CUANTIA MINIMA		

ÁREA DE ACERO

$$As_1 = \rho \times Lopuesto1 \times d$$

As1=	60.00	cm2
-------------	-------	-----

$$As_2 = \rho \times Lopuesto2 \times d$$

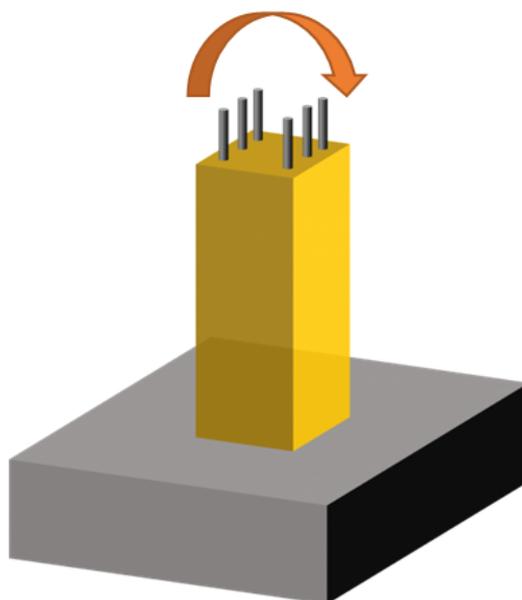
As2=	60.00	cm2
-------------	-------	-----

Ilustración 156. Diseño zapata central (Arquetipo 2)

Fuente. Excel de autoría propia

DISEÑO DE ZAPATA LATERAL

ARQUETIPO 2



DATOS GENERALES:

CARGA MUERTA:	$P_{cm} =$	63.5963	T
CARGA VIVA:	$P_{cv} =$	12.0602	T
MOMENTO CARGA MUERTA:	$M_{cm} =$	1.4968	T*m
MOMENTO CARGA VIVA:	$M_{cv} =$	0.4287	T*m
RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN:	$f'c =$	240	kg/cm ²
ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO:	$\sigma'_{adm} =$	15	T/m ²
ESFUERZO DE FLUENCIA DEL ACERO:	$f_y =$	4200	kg/cm ²

Cargas de servicio

$$P_s = P_{CM} + P_{CV}$$

$$M_s = M_{CM} + M_{CV}$$

Ps=	75.6565	T
------------	---------	---

Ms=	1.9255	T*m
------------	--------	-----

Cargas últimas

$$P_u = 1,2 P_{CM} + 1,6 P_{CV}$$

$$M_u = 1,2 M_{CM} + 1,6 M_{CV}$$

Pu=	95.61188	T
------------	----------	---

Mu=	2.48208	T*m
------------	---------	-----

Dimensiones del plinto

AF=	Área de fundación
------------	-------------------

$$\sigma_{adm} = \frac{P_u}{AF}$$

$$AF = \frac{P_u}{\sigma_{adm}}$$

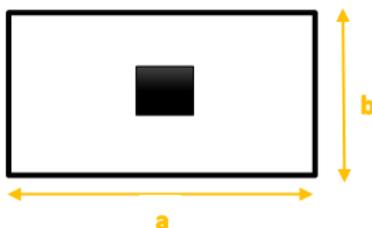
AF=	6.37412533 m ²
------------	---------------------------

Dimensiones del plinto

AF=	Área de fundación
------------	-------------------

$$\sigma_{adm} = \frac{Pu}{AF} \quad AF = \frac{Pu}{\sigma_{adm}}$$

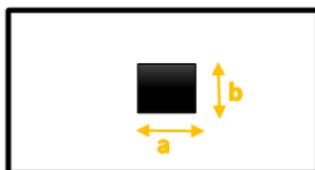
AF=	6.37412533	m ²
------------	------------	----------------



a=	3
b=	3

AF=	a x b =	9	m ²
------------	---------	---	----------------

Dimensiones de columna



a=	0.65	m
b=	0.65	m

AG=	a x b =	0.4225	m ²
------------	---------	--------	----------------

CUANTÍA

Mu1=	1546447.26	kg*cm
Lopuesto1=	300	cm

Mu2=	1546447.265	kg*cm
Lopuesto2=	300	cm

f'c=	240	kg/cm ²
fy=	4200	kg/cm ²
d=	45	cm

$$\rho_1 = 0,85 \times \frac{f'c}{fy} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{u1}}{0,85 \times 0,9 \times f'c \times L_{opuesto1} \times d^2}} \right]$$

ρ1=	0.00068
------------	---------

$$\rho_2 = 0,85 \times \frac{f'c}{fy} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{u2}}{0,85 \times 0,9 \times f'c \times L_{opuesto2} \times d^2}} \right]$$

ρ2=	0.00068
------------	---------

CUANTÍA MÍNIMA

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y}$$

pmin=	0.0033
--------------	--------

Revisamos la condición:			Revisamos la condición:		
0.0007	$\rho_1 \leq \rho_{min}$	0.0033	0.0007	$\rho_2 \leq \rho_{min}$	0.0033
UTILIZAR CUANTIA MINIMA			UTILIZAR CUANTIA MINIMA		

ÁREA DE ACERO

$$A_{s1} = \rho \times L_{opuesto1} \times d$$

As1=	45.00	cm2
-------------	-------	-----

$$A_{s2} = \rho \times L_{opuesto2} \times d$$

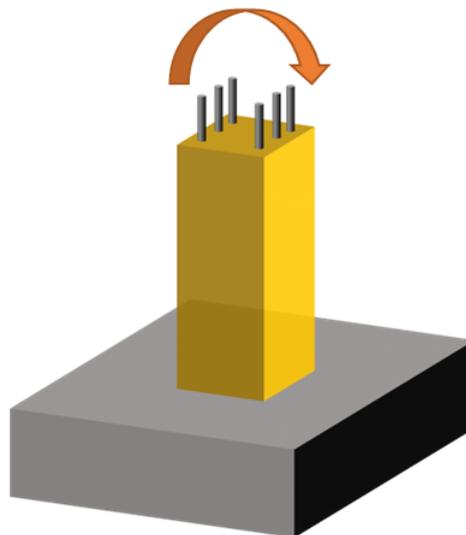
As2=	45.00	cm2
-------------	-------	-----

Ilustración 157. Diseño zapata lateral (Arquetipo 2)

Fuente. Excel de autoría propia

3.2.11.3 Arquetipo 3

**DISEÑO DE ZAPATA CENTRAL
ARQUETIPO 2**



DATOS GENERALES:			
CARGA MUERTA:	Pcm=	48.99	T
CARGA VIVA:	Pcv=	10.69	T
MOMENTO CARGA MUERTA:	Mcm=	0.0022	T*m
MOMENTO CARGA VIVA:	Mcv=	0.0008	T*m
RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN:	f'c=	240	kg/cm2
ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO:	σ'adm=	15	T/m2
ESFUERZO DE FLUENCIA DEL ACERO:	fy=	4200	kg/cm2

Cargas de servicio

$$P_s = P_{CM} + P_{CV}$$

$$M_s = M_{CM} + M_{CV}$$

Ps=	59.68	T
------------	-------	---

Ms=	0.003	T*m
------------	-------	-----

Cargas últimas

$$P_u = 1,2 P_{CM} + 1,6 P_{CV}$$

$$M_u = 1,2 M_{CM} + 1,6 M_{CV}$$

Pu=	75.892	T
------------	--------	---

Mu=	0.00392	T*m
------------	---------	-----

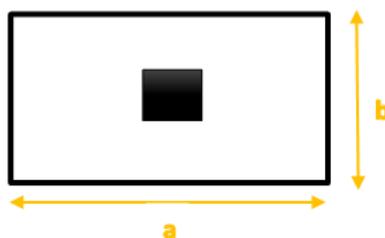
Dimensiones del plinto

AF=	Área de fundación
------------	-------------------

$$\sigma_{adm} = \frac{P_u}{AF}$$

$$AF = \frac{P_u}{\sigma_{adm}}$$

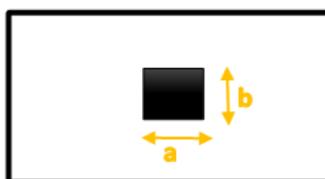
AF=	5.05946667	m ²
------------	------------	----------------



a=	2.3
b=	2.3

AF=	a x b =	5.29	m ²
------------	---------	------	----------------

Dimensiones de columna



a=	0.5	m
b=	0.5	m

AG=	a x b =	0.25	m ²
------------	---------	------	----------------

CUANTÍA

Mu1=	1500119.73	kg*cm		Mu2=	1500119.731	kg*cm
Lopuesto1=	230	cm		Lopuesto2=	230	cm

f'c=	240	kg/cm2
fy=	4200	kg/cm2
d=	40	cm

$$\rho_1 = 0,85 \times \frac{f'c}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{u1}}{0,85 \times 0,9 \times f'c \times L_{opuesto1} \times d^2}} \right]$$

ρ1=	0.00109
------------	---------

$$\rho_2 = 0,85 \times \frac{f'c}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{u2}}{0,85 \times 0,9 \times f'c \times L_{opuesto2} \times d^2}} \right]$$

ρ2=	0.00109
------------	---------

CUANTÍA MÍNIMA

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y}$$

ρmin=	0.0033
--------------	--------

Revisamos la condición:			Revisamos la condición:		
0.0011	$\rho_1 \leq \rho_{min}$	0.0033	0.0011	$\rho_2 \leq \rho_{min}$	0.0033
UTILIZAR CUANTIA MINIMA			UTILIZAR CUANTIA MINIMA		

ÁREA DE ACERO

$$A_{s1} = \rho \times L_{opuesto1} \times d$$

As1=	30.67	cm2
-------------	-------	-----

$$A_{s2} = \rho \times L_{opuesto2} \times d$$

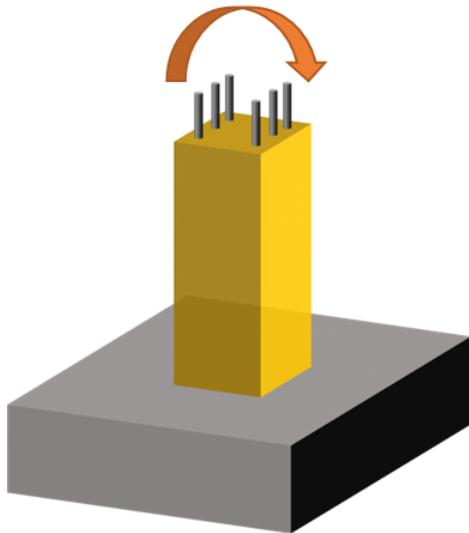
As2=	30.67	cm2
-------------	-------	-----

Ilustración 158. Diseño zapata central (Arquetipo 3)

Fuente. Excel de autoría propia

DISEÑO DE ZAPATA LATERAL

ARQUETIPO 3



DATOS GENERALES:			
CARGA MUERTA:	P _{cm} =	30.18	T
CARGA VIVA:	P _{cv} =	5.3644	T
MOMENTO CARGA MUERTA:	M _{cm} =	0.4521	T*m
MOMENTO CARGA VIVA:	M _{cv} =	0.1315	T*m
RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN:	f'c=	240	kg/cm ²
ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO:	σ'adm=	15	T/m ²
ESFUERZO DE FLUENCIA DEL ACERO:	f _y =	4200	kg/cm ²

Cargas de servicio

$$P_s = P_{CM} + P_{CV}$$

$$M_s = M_{CM} + M_{CV}$$

Ps=	35.5444	T
------------	---------	---

Ms=	0.5836	T*m
------------	--------	-----

Cargas últimas

$$P_u = 1,2 P_{CM} + 1,6 P_{CV}$$

$$M_u = 1,2 M_{CM} + 1,6 M_{CV}$$

Pu=	44.79904	T
------------	----------	---

Mu=	0.75292	T*m
------------	---------	-----

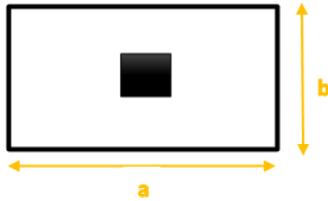
Dimensiones del plinto

AF=	Área de fundación
------------	-------------------

$$\sigma_{adm} = \frac{P_u}{AF}$$

$$AF = \frac{P_u}{\sigma_{adm}}$$

AF=	2.98660267	m ²
------------	------------	----------------



a=	1.8
b=	1.8

AF=	a x b =	3.24	m ²
------------	---------	------	----------------

Dimensiones de columna



a=	0.5	m
b=	0.5	m
AG=	a x b =	0.25 m ²

CUANTÍA

Mu1=	1552449.27	kg*cm	Mu2=	1552449.268	kg*cm
Lopuesto1=	180	cm	Lopuesto2=	180	cm

f'c=	240	kg/cm ²
fy=	4200	kg/cm ²
d=	40	cm

$$\rho_1 = 0,85 \times \frac{f'c}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{u1}}{0,85 \times 0,9 \times f'c \times L_{opuesto1} \times d^2}} \right]$$

ρ1=	0.00145
------------	---------

$$\rho_2 = 0,85 \times \frac{f'c}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{u2}}{0,85 \times 0,9 \times f'c \times L_{opuesto2} \times d^2}} \right]$$

ρ2=	0.00145
------------	---------

CUANTÍA MÍNIMA

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y}$$

ρmin=	0.0033
--------------	--------

Revisamos la condición:			Revisamos la condición:		
0.0014	$\rho_1 \leq \rho_{min}$	0.0033	0.0014	$\rho_2 \leq \rho_{min}$	0.0033
UTILIZAR CUANTIA MINIMA			UTILIZAR CUANTIA MINIMA		

ÁREA DE ACERO

$$A_{s1} = \rho \times L_{opuesto1} \times d$$

As1=	24.00	cm ²
-------------	-------	-----------------

$$A_{s2} = \rho \times L_{opuesto2} \times d$$

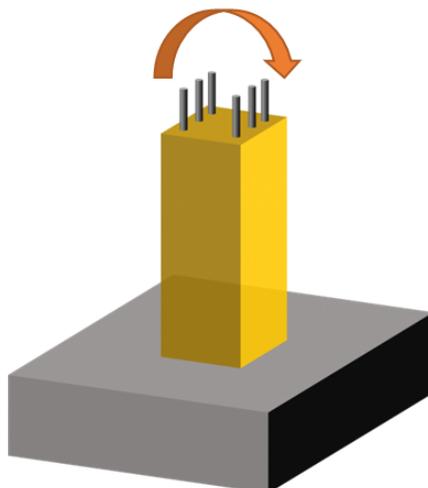
As2=	24.00	cm ²
-------------	-------	-----------------

Ilustración 159. Diseño zapata lateral (Arquetipo 3)

Fuente. Excel de autoría propia

3.2.11.3.4 Arquetipo 4

DISEÑO DE ZAPATA CENTRAL
ARQUETIPO 4



DATOS GENERALES:			
CARGA MUERTA:	P _{cm} =	105.38	T
CARGA VIVA:	P _{cv} =	24.12	T
MOMENTO CARGA MUERTA:	M _{cm} =	0.0065	T*m
MOMENTO CARGA VIVA:	M _{cv} =	0.0021	T*m
RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN:	f' _c =	240	kg/cm ²
ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO:	σ' _{adm} =	15	T/m ²
ESFUERZO DE FLUENCIA DEL ACERO:	f _y =	4200	kg/cm ²

Cargas de servicio

$$P_s = P_{CM} + P_{CV}$$

Ps=	129.5	T
------------	-------	---

$$M_s = M_{CM} + M_{CV}$$

Ms=	0.0086	T*m
------------	--------	-----

Cargas últimas

$$P_u = 1,2 P_{CM} + 1,6 P_{CV}$$

Pu=	165.048	T
------------	---------	---

$$M_u = 1,2 M_{CM} + 1,6 M_{CV}$$

Mu=	0.01116	T*m
------------	---------	-----

Dimensiones del plinto

AF=	Área de fundación
------------	-------------------

$$\sigma_{adm} = \frac{P_u}{AF} \quad AF = \frac{P_u}{\sigma_{adm}}$$

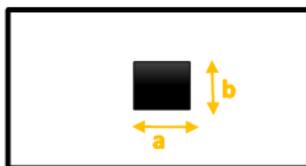
AF=	11.0032	m ²
------------	---------	----------------



a=	3.8
b=	3.8

AF=	a x b =	14.44	m ²
------------	---------	-------	----------------

Dimensiones de columna



a=	0.6	m
b=	0.6	m

AG=	a x b =	0.36	m ²
-----	---------	------	----------------

CUANTÍA

Mu1=	1500091.06	kg*cm	Mu2=	1500091.06	kg*cm
Lopuesto1=	380	cm	Lopuesto2=	380	cm

f'c=	240	kg/cm ²
fy=	4200	kg/cm ²
d=	50	cm

$$\rho_1 = 0,85 \times \frac{f'c}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{u1}}{0,85 \times 0,9 \times f'c \times L_{opuesto1} \times d^2}} \right]$$

ρ1=	0.00042
------------	---------

$$\rho_2 = 0,85 \times \frac{f'c}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{u2}}{0,85 \times 0,9 \times f'c \times L_{opuesto2} \times d^2}} \right]$$

ρ2=	0.00042
------------	---------

CUANTÍA MÍNIMA

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y}$$

ρmin=	0.0033
--------------	--------

Revisamos la condición:			Revisamos la condición:		
<u>0.0004</u>	$\rho_1 \leq \rho_{min}$	<u>0.0033</u>	<u>0.0004</u>	$\rho_2 \leq \rho_{min}$	<u>0.0033</u>
UTILIZAR CUANTIA MINIMA			UTILIZAR CUANTIA MINIMA		

ÁREA DE ACERO

$$A_{s1} = \rho \times L_{opuesto1} \times d$$

As1=	63.33	cm ²
-------------	-------	-----------------

$$A_{s2} = \rho \times L_{opuesto2} \times d$$

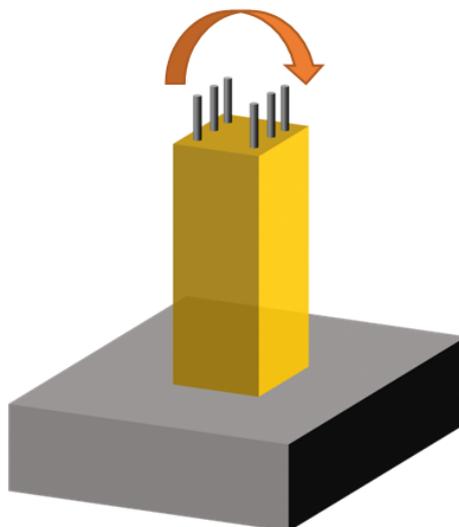
As2=	63.33	cm ²
-------------	-------	-----------------

Ilustración 160. Diseño zapata central (Arquetipo 4)

Fuente. Excel de autoría propia

DISEÑO DE ZAPATA LATERAL

ARQUETIPO 4



DATOS GENERALES:			
CARGA MUERTA:	P _{cm} =	63.3849	T
CARGA VIVA:	P _{cv} =	12.0558	T
MOMENTO CARGA MUERTA:	M _{cm} =	1.5062	T*m
MOMENTO CARGA VIVA:	M _{cv} =	0.4483	T*m
RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN:	f'c=	240	kg/cm ²
ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO:	σ'adm=	15	T/m ²
ESFUERZO DE FLUENCIA DEL ACERO:	f _y =	4200	kg/cm ²

Cargas de servicio

$$P_s = P_{CM} + P_{CV}$$

$$M_s = M_{CM} + M_{CV}$$

Ps=	75.4407	T
------------	---------	---

Ms=	1.9545	T*m
------------	--------	-----

Cargas últimas

$$P_u = 1,2 P_{CM} + 1,6 P_{CV}$$

$$M_u = 1,2 M_{CM} + 1,6 M_{CV}$$

Pu=	95.35116	T
------------	----------	---

Mu=	2.52472	T*m
------------	---------	-----

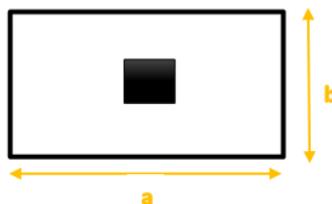
Dimensiones del plinto

AF=	Área de fundación
------------	-------------------

$$\sigma_{adm} = \frac{P_u}{AF}$$

$$AF = \frac{P_u}{\sigma_{adm}}$$

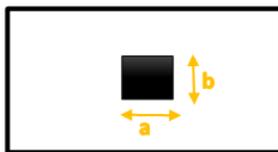
AF=	6.356744	m ²
------------	----------	----------------



a=	2.8
b=	2.8

AF=	a x b =	7.84	m ²
------------	---------	------	----------------

Dimensiones de columna



a=	0.6	m
b=	0.6	m
AG=	a x b =	0.36 m ²

CUANTÍA

Mu1=	1550559.8	kg*cm	Mu2=	1550559.798	kg*cm
Lopuesto1=	280	cm	Lopuesto2=	280	cm

f'c=	240	kg/cm ²
fy=	4200	kg/cm ²
d=	50	cm

$$\rho_1 = 0,85 \times \frac{f'c}{fy} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{u1}}{0,85 \times 0,9 \times f'c \times L_{opuesto1} \times d^2}} \right]$$

ρ1=	0.00059
------------	---------

$$\rho_2 = 0,85 \times \frac{f'c}{fy} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{u2}}{0,85 \times 0,9 \times f'c \times L_{opuesto2} \times d^2}} \right]$$

ρ2=	0.00059
------------	---------

CUANTÍA MÍNIMA

$$\rho_{min} = \frac{14}{fy}$$

ρmin=	0.0033
--------------	--------

Revisamos la condición:			Revisamos la condición:		
0.0006	$\rho_1 \leq \rho_{min}$	0.0033	0.0006	$\rho_2 \leq \rho_{min}$	0.0033
UTILIZAR CUANTIA MINIMA			UTILIZAR CUANTIA MINIMA		

ÁREA DE ACERO

$$A_{s1} = \rho \times L_{opuesto1} \times d$$

As1=	46.67	cm ²
-------------	-------	-----------------

$$A_{s2} = \rho \times L_{opuesto2} \times d$$

As2=	46.67	cm ²
-------------	-------	-----------------

Ilustración 161. Diseño zapata lateral (Arquetipo 4)

Fuente. Excel de autoría propia

3.2.11.4 Estructuración zapatas

Para empezar el diseño en el software SAFE, primero se debe exportar las cargas en la base obtenidas del programa ETABS. Posterior a esto se insertan las cargas en un nuevo modelo en el programa SAFE. Se dibujará las zapatas, cadena y se realizará la comprobación de la presión del suelo y punzonamiento.

3.2.11.4.1 Arquetipo 1

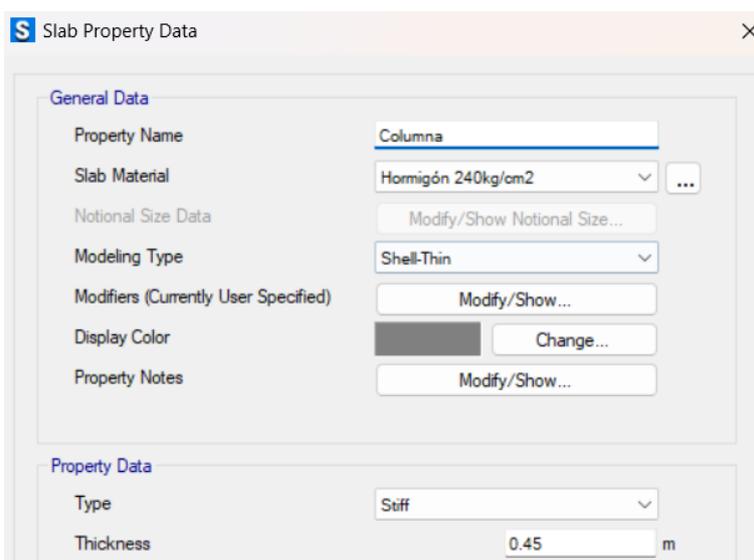


Ilustración 162. Zona rígida de la zapata

Fuente. Safe 2021

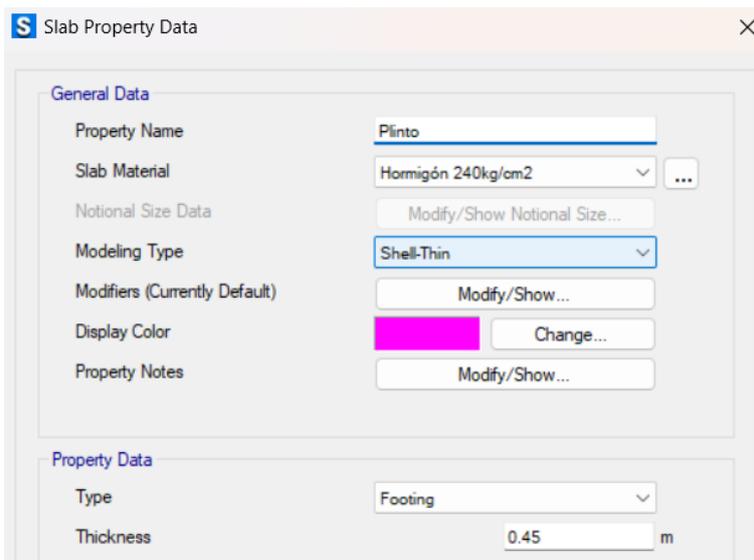


Ilustración 163. Zona del plinto

Fuente. Safe 2021

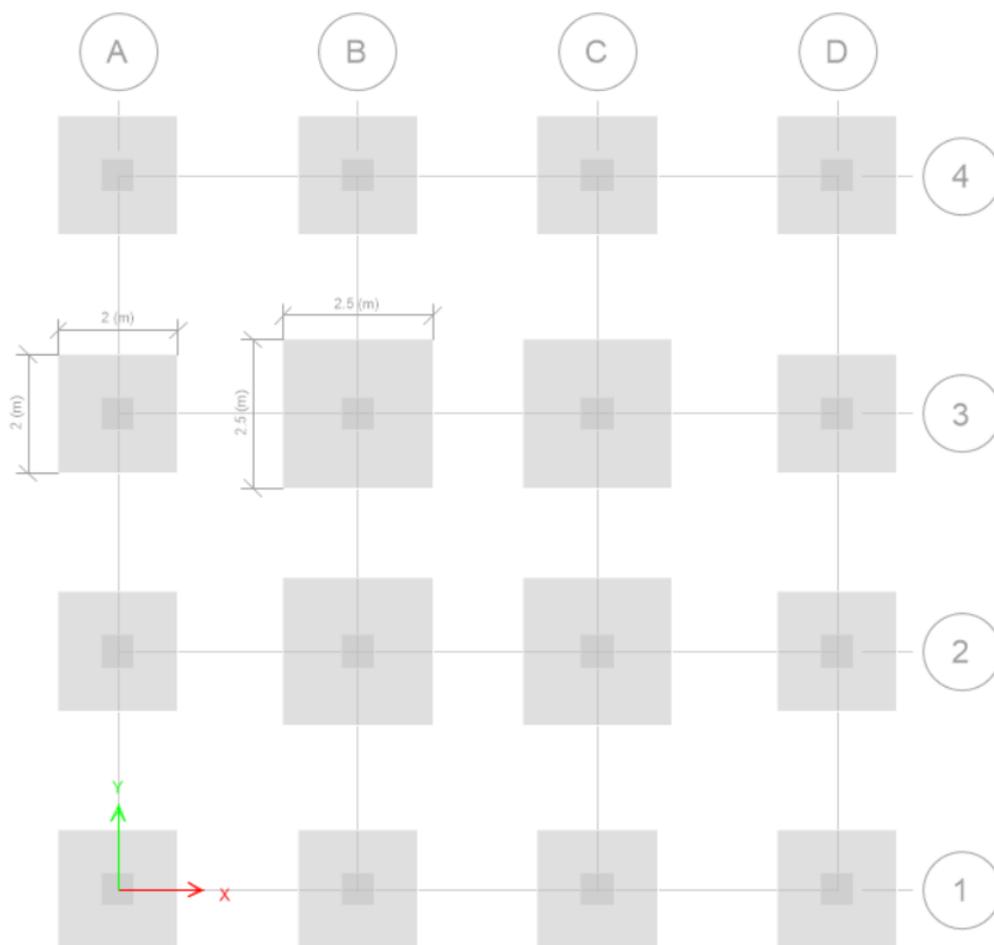


Ilustración 164. Dibujo de pimientos y columnas según el predimensionamiento

Fuente. Safe 2021

Ilustración 165. Ingreso de valor de coeficiente de balasto según q admisible

Fuente. Safe 2021

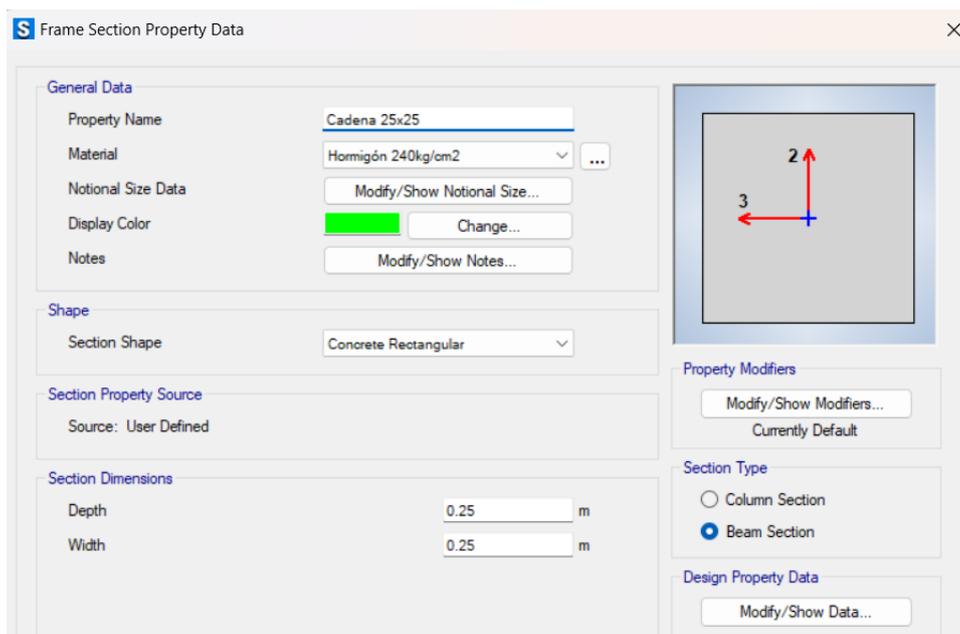


Ilustración 166. Ingreso de cadenas en el programa

Fuente. Safe 2021

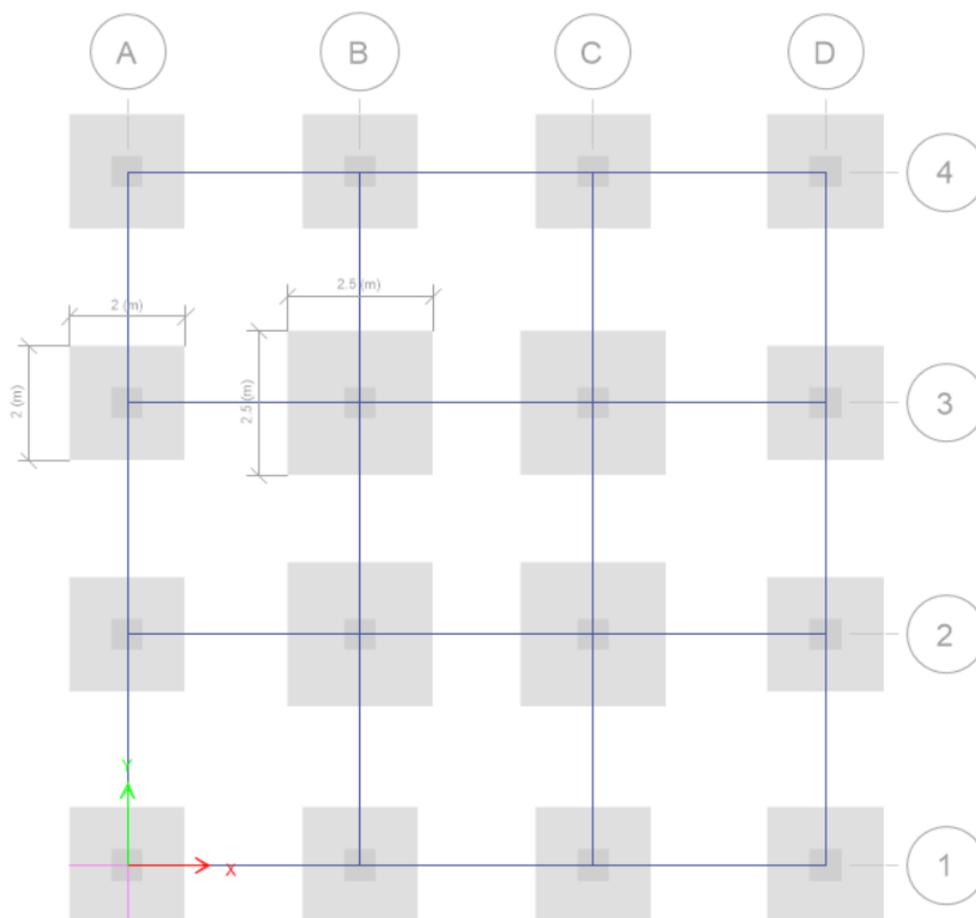


Ilustración 167. Dibujo de cadenas en el programa

Fuente. Safe 2021

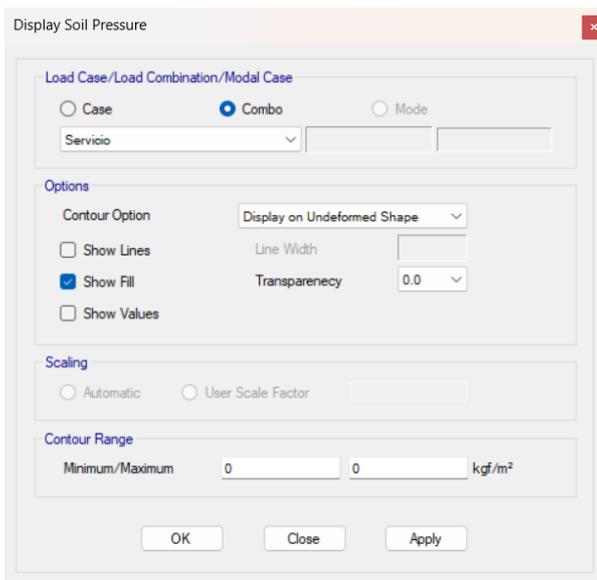


Ilustración 168. Presión del suelo con las cargas de servicio

Fuente. Safe 2021

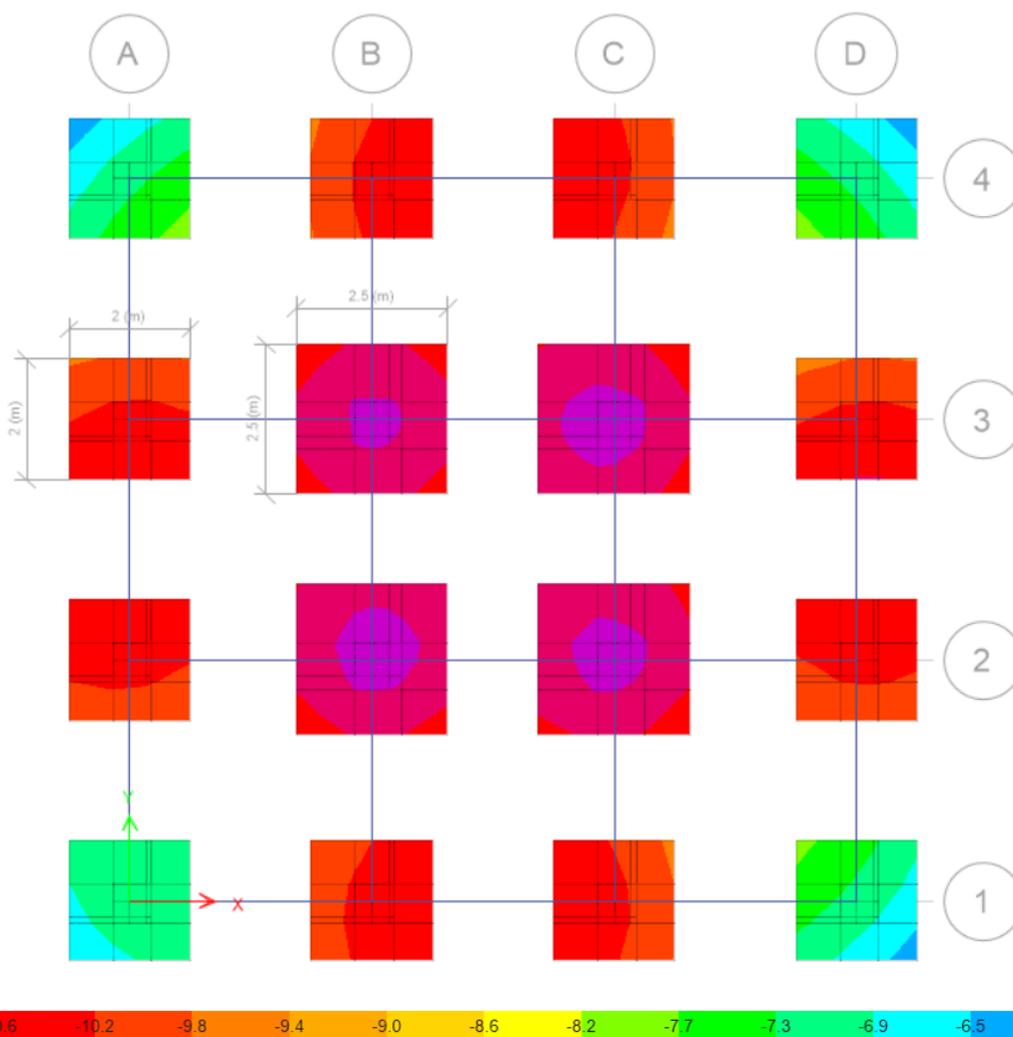


Ilustración 169. Visualización de valores de presión del suelo

Fuente. Safe 2021

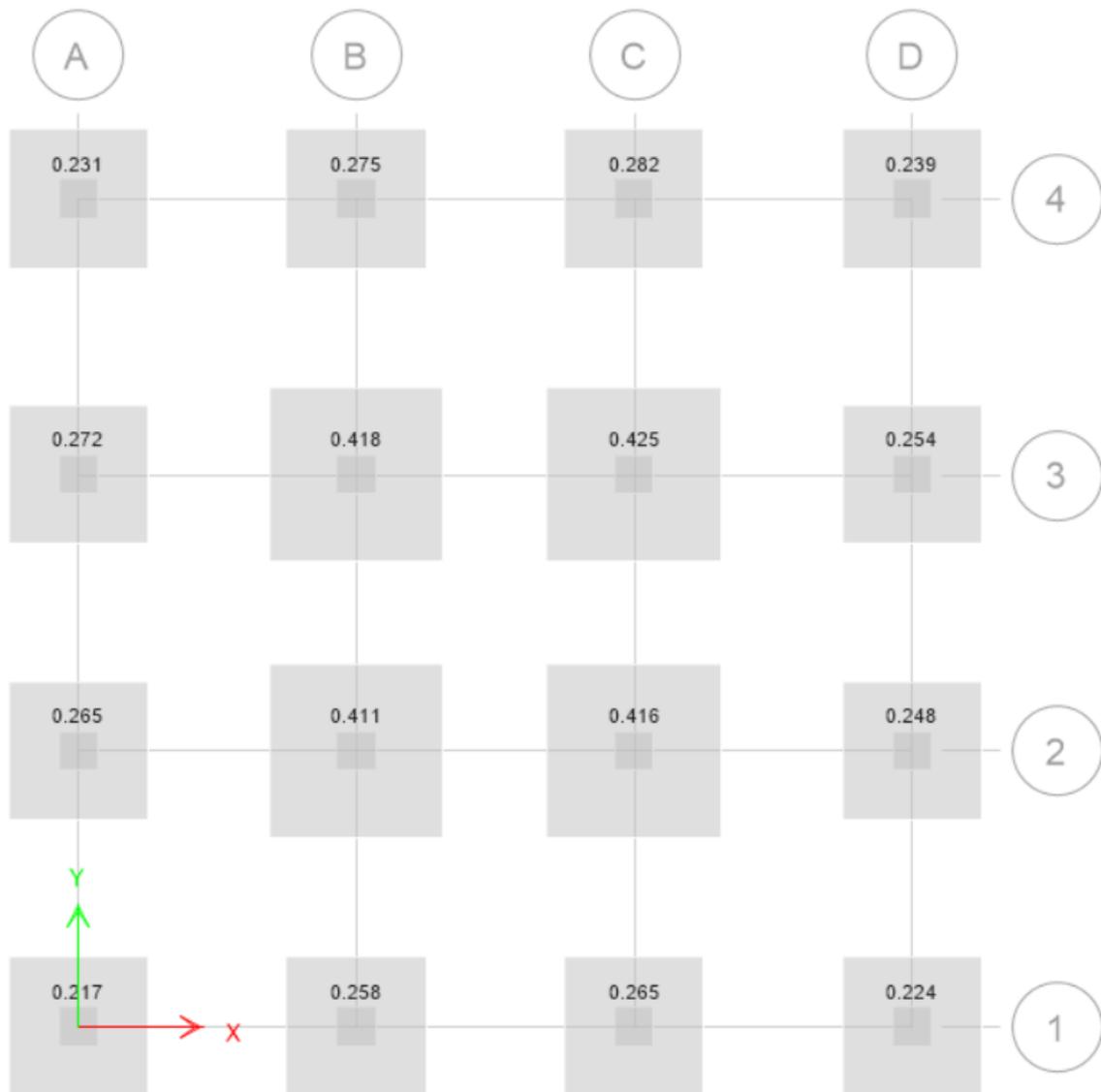


Ilustración 170. Comprobación de punzonamiento

Fuente. Safe 2021

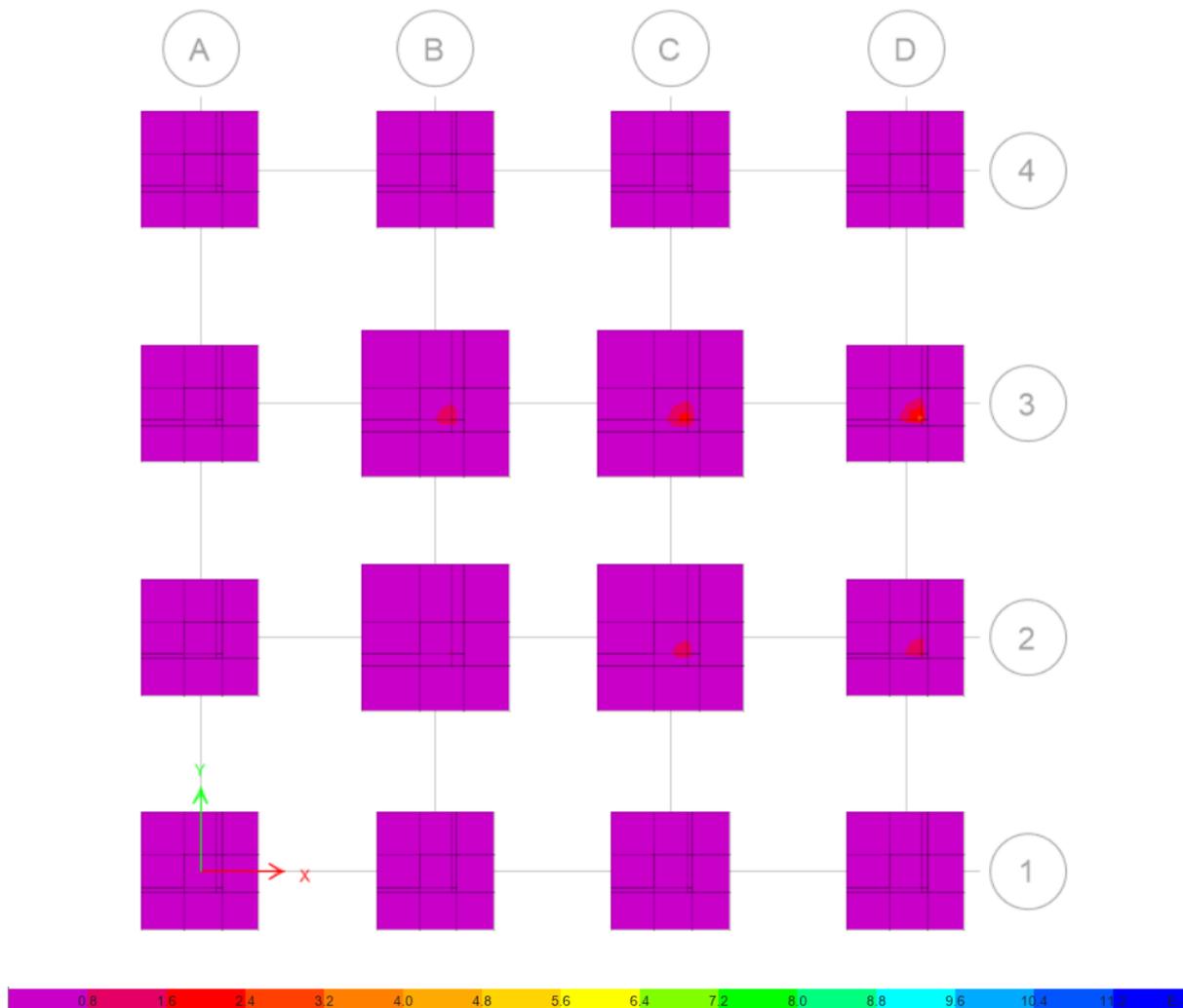
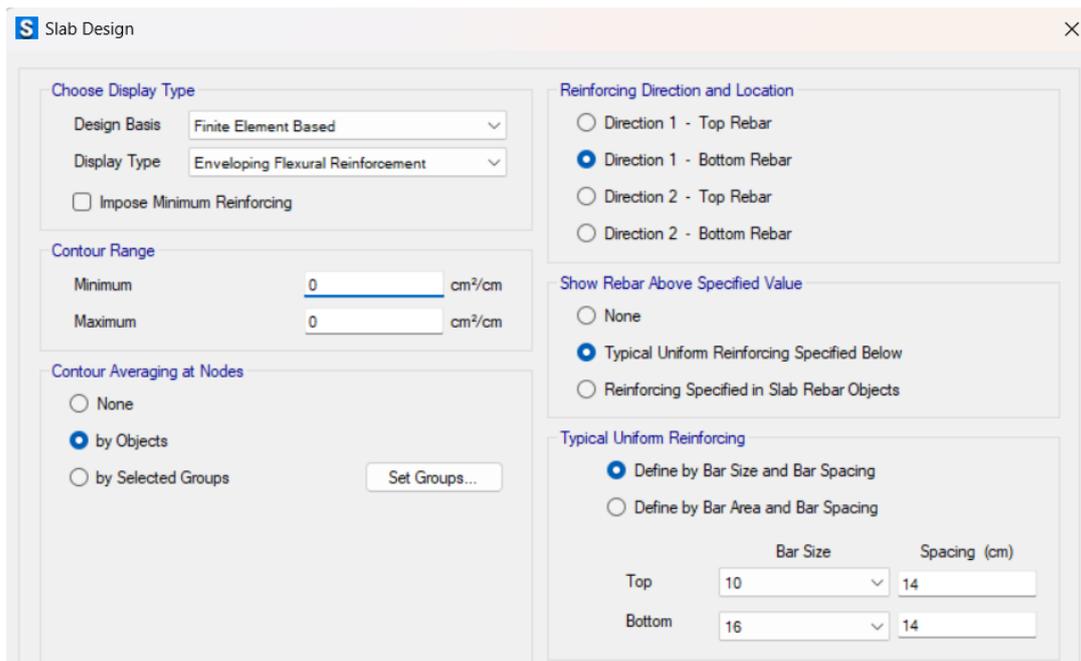


Ilustración 171. Cálculo por elementos finitos zapatas centrales y laterales (armadura inferior-dirección 1)

Fuente. Safe 2021

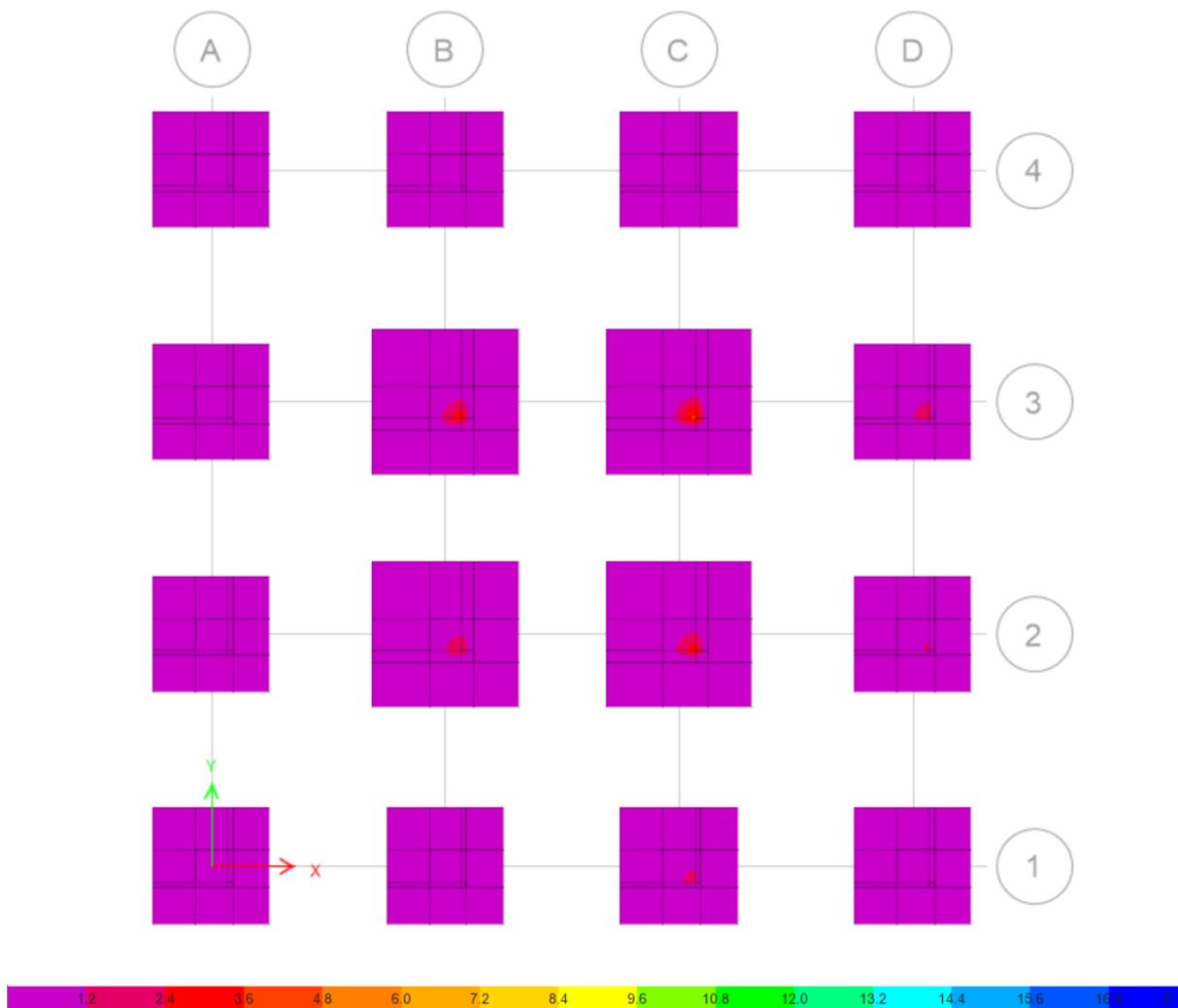
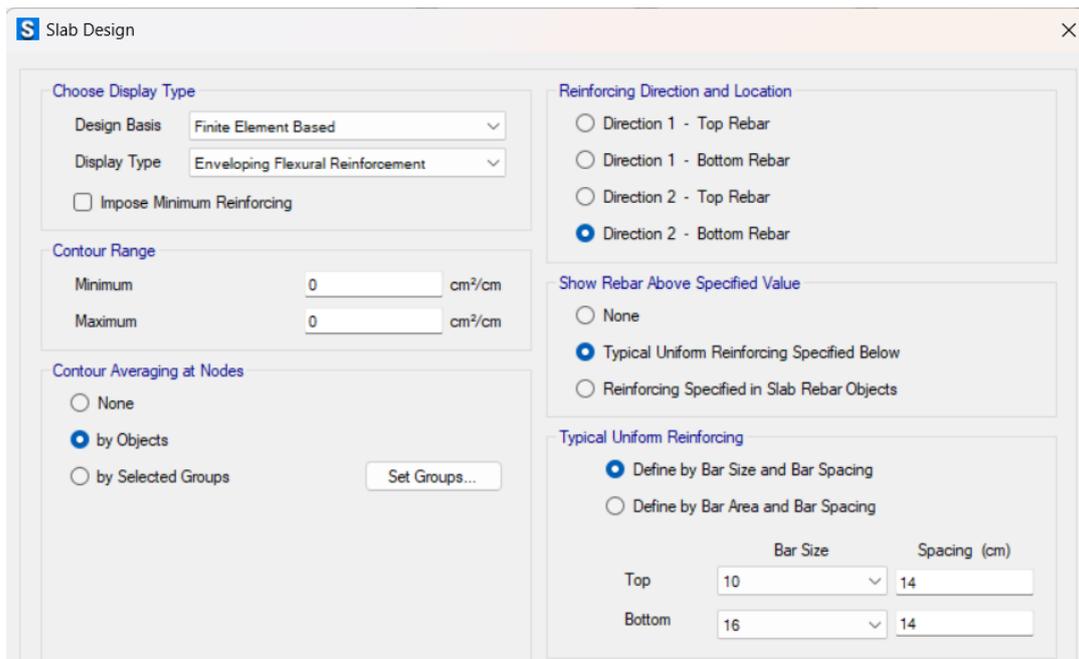


Ilustración 172. Cálculo por elementos finitos zapatas centrales y laterales (armadura inferior-dirección 2)

Fuente. Safe 2021

3.2.11.4.2 Arquetipo 2

S Slab Property Data

General Data

Property Name:

Slab Material: ...

Notional Size Data:

Modeling Type:

Modifiers (Currently User Specified):

Display Color:

Property Notes:

Property Data

Type:

Thickness: m

Ilustración 173. Zona rígida de la zapata

Fuente. Safe 2021

S Slab Property Data

General Data

Property Name:

Slab Material: ...

Notional Size Data:

Modeling Type:

Modifiers (Currently Default):

Display Color:

Property Notes:

Property Data

Type:

Thickness: m

Ilustración 174. Zona del plinto

Fuente. Safe 2021

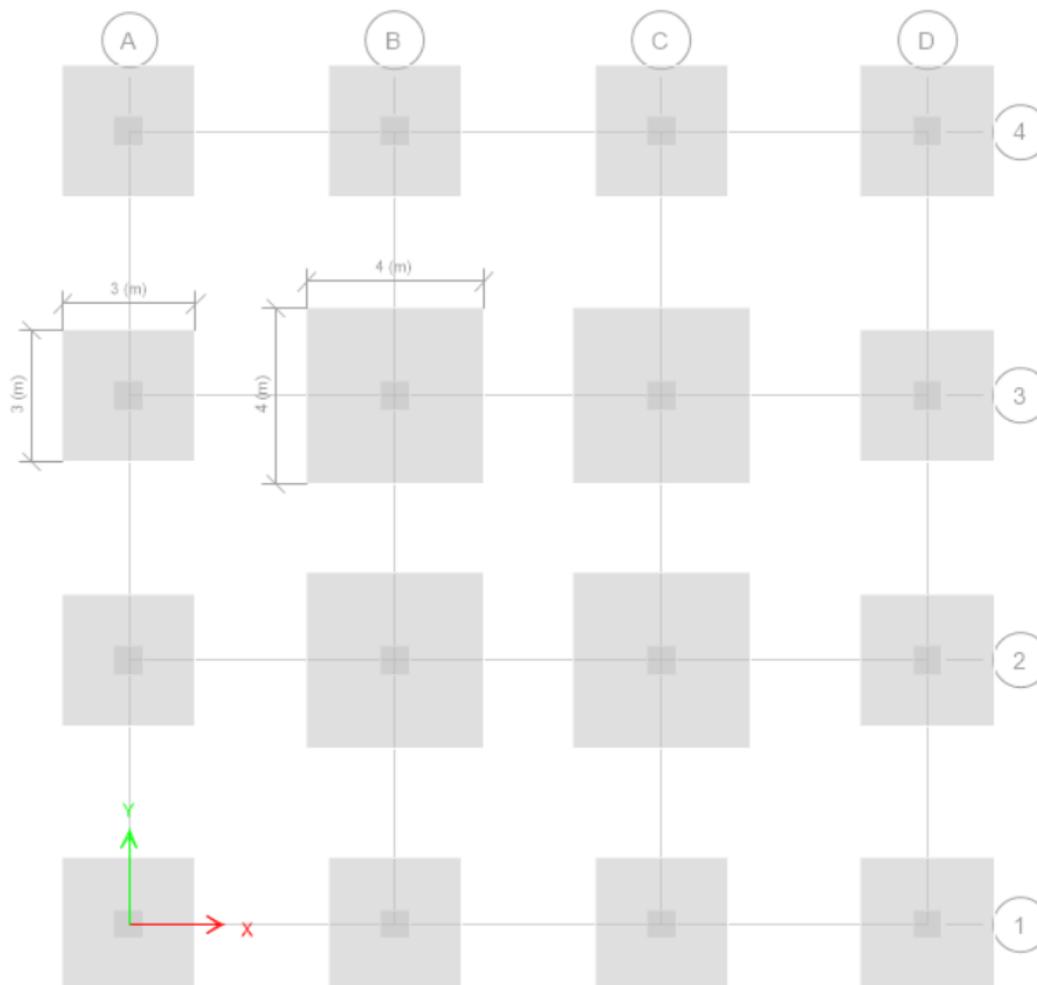


Ilustración 175. Dibujo de pintos y columnas según el predimensionamiento

Fuente. Safe 2021

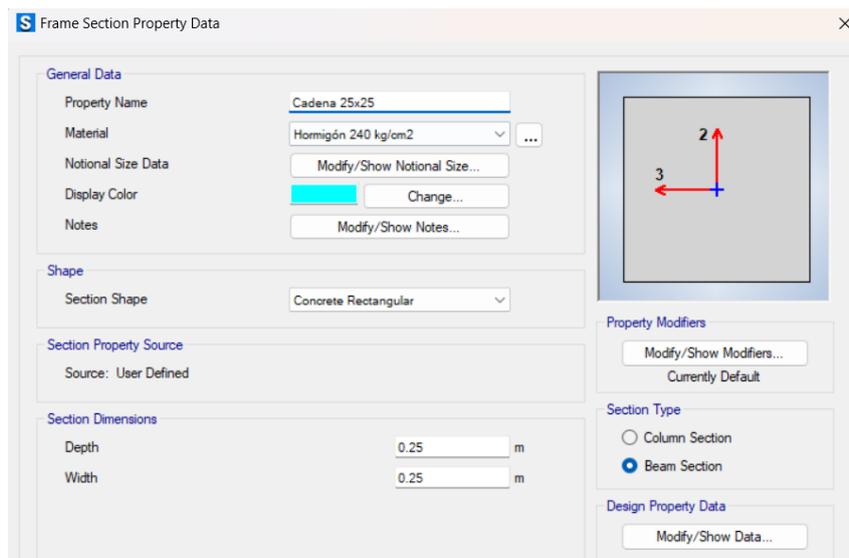


Ilustración 176. Ingreso de cadenas en el programa

Fuente. Safe 2021

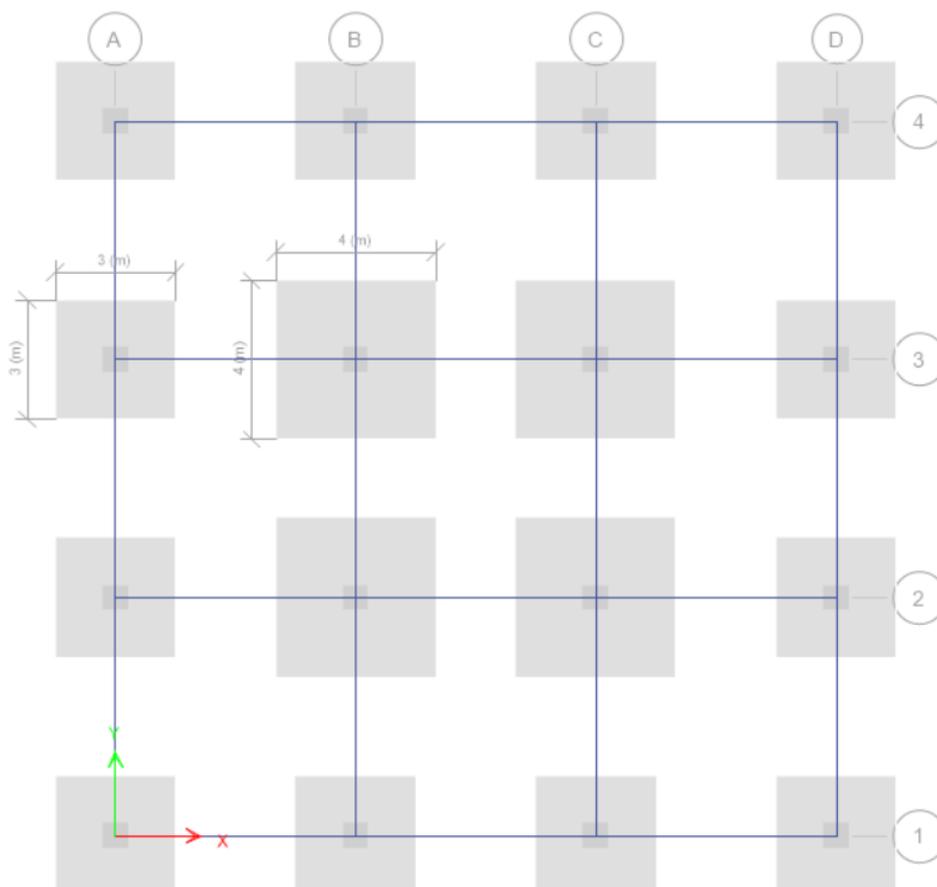


Ilustración 177. Dibujo de cadenas en el programa

Fuente. Safe 2021

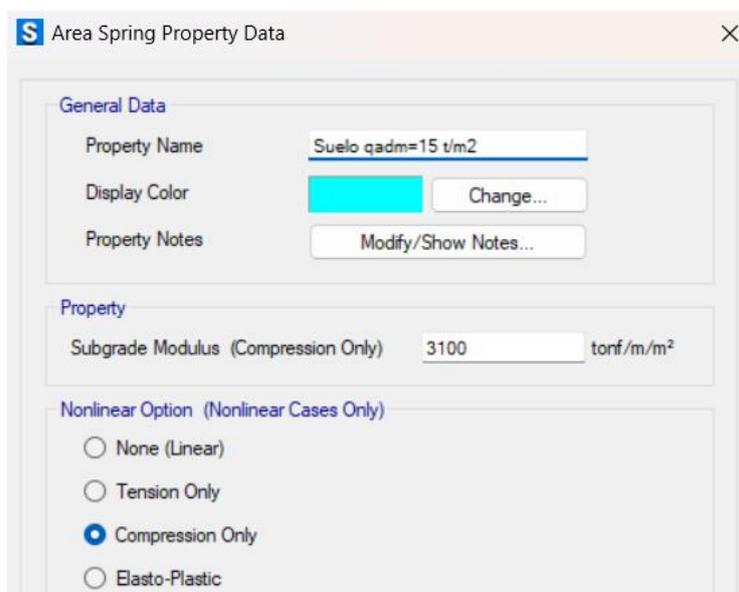


Ilustración 178. Ingreso de valor de coeficiente de balasto según q admisible

Fuente. Safe 2021

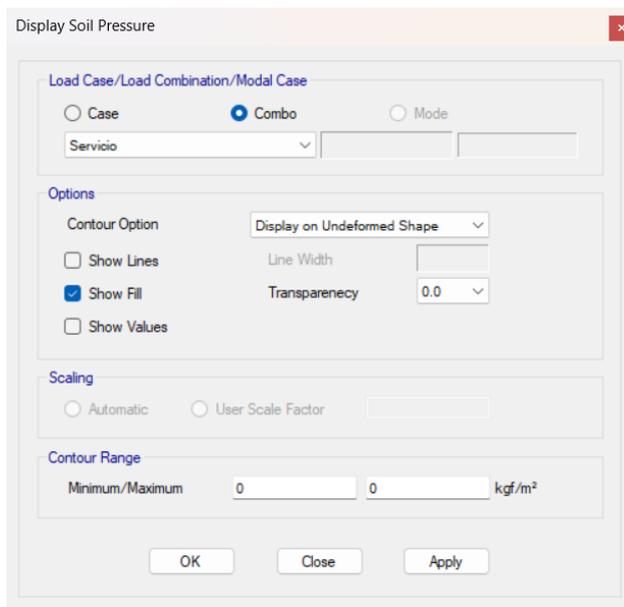


Ilustración 179. Presión del suelo con las cargas de servicio

Fuente. Safe 2021

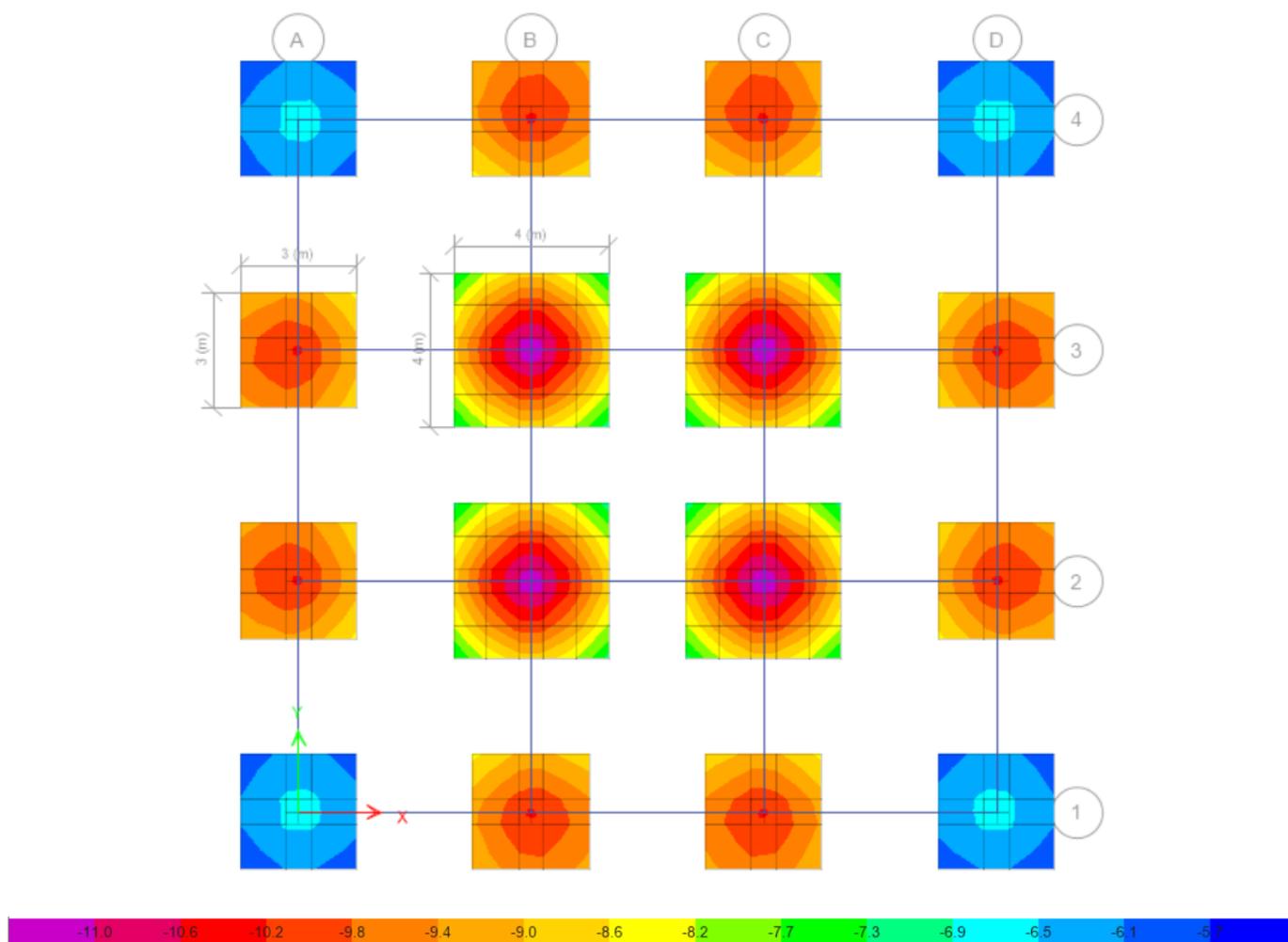


Ilustración 180. Visualización de valores de presión del suelo

Fuente. Safe 2021

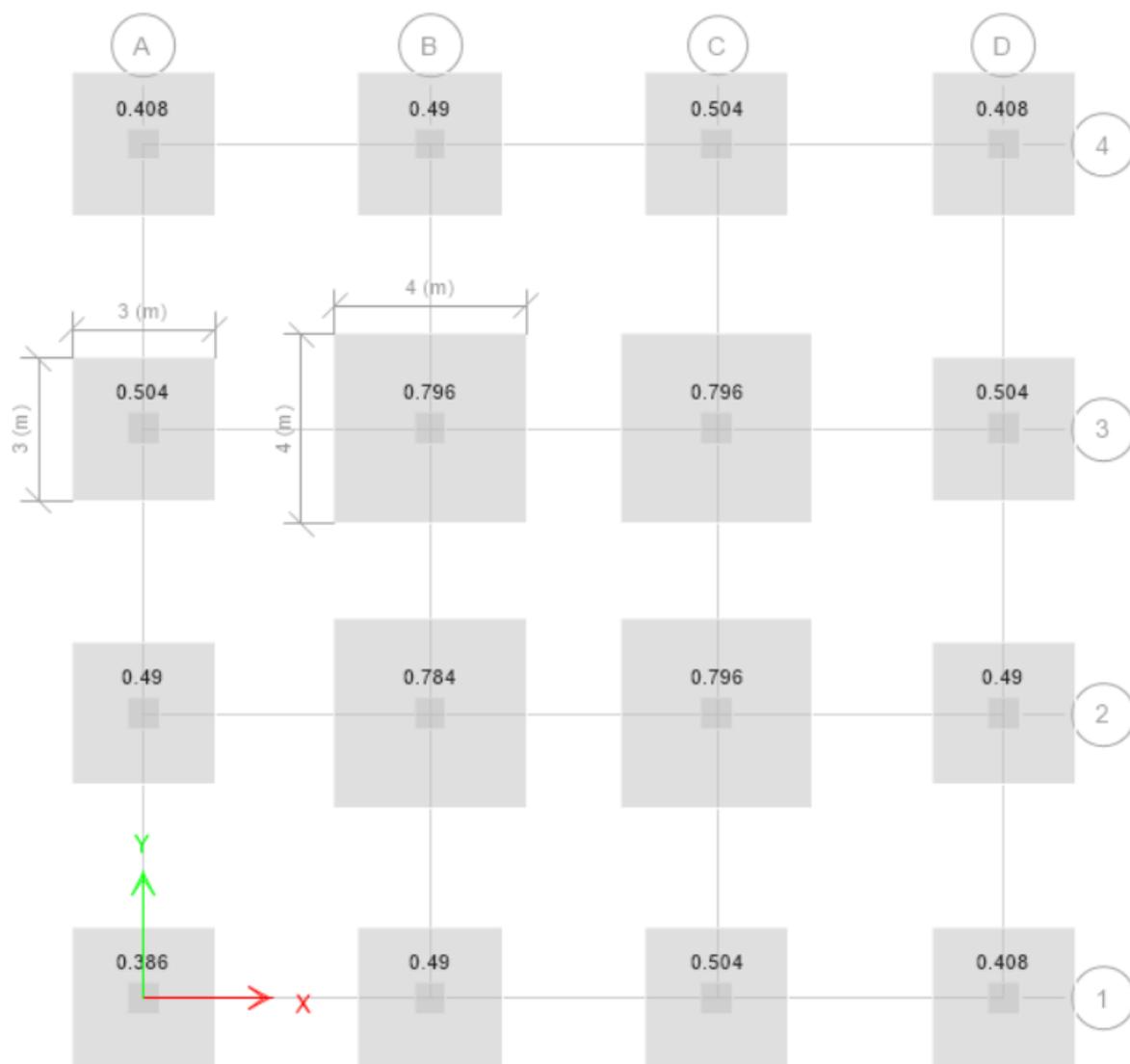


Ilustración 181. Comprobación de punzonamiento

Fuente. Safe 2021

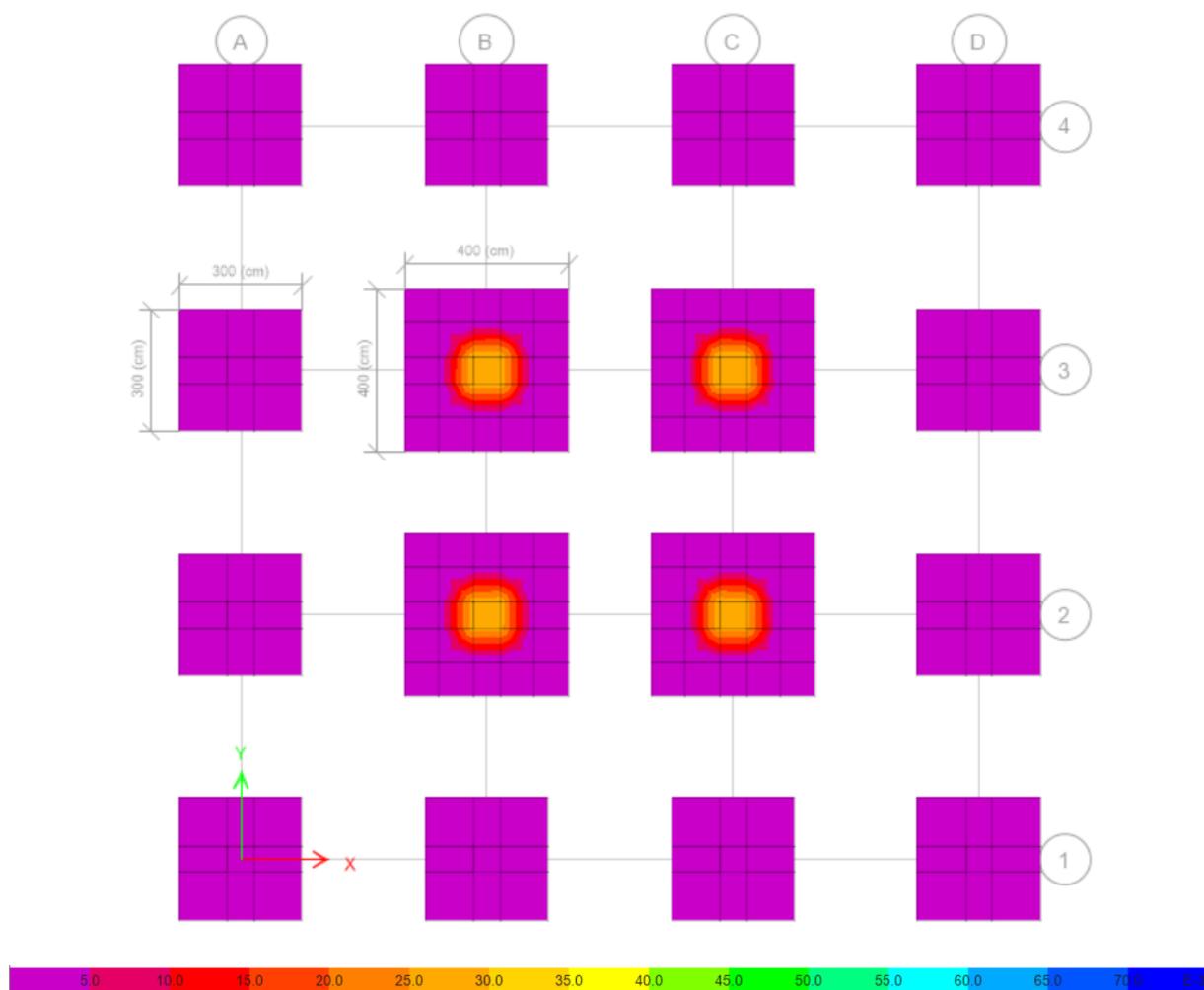
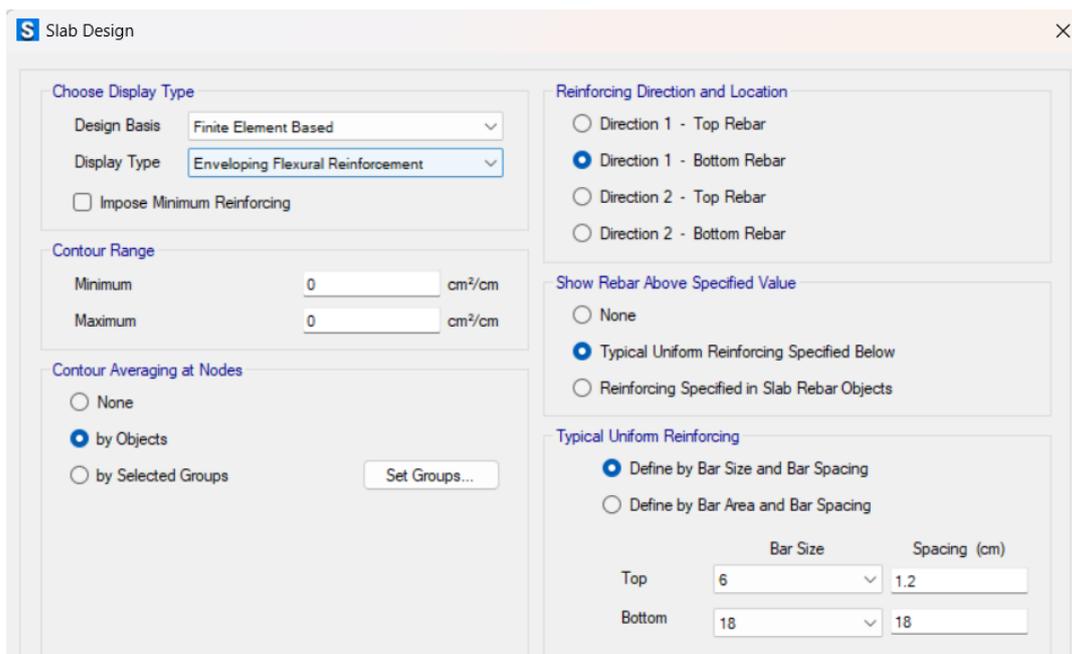


Ilustración 182. Cálculo por elementos finitos zapatas laterales (armadura inferior-dirección 1)

Fuente. Safe 2021

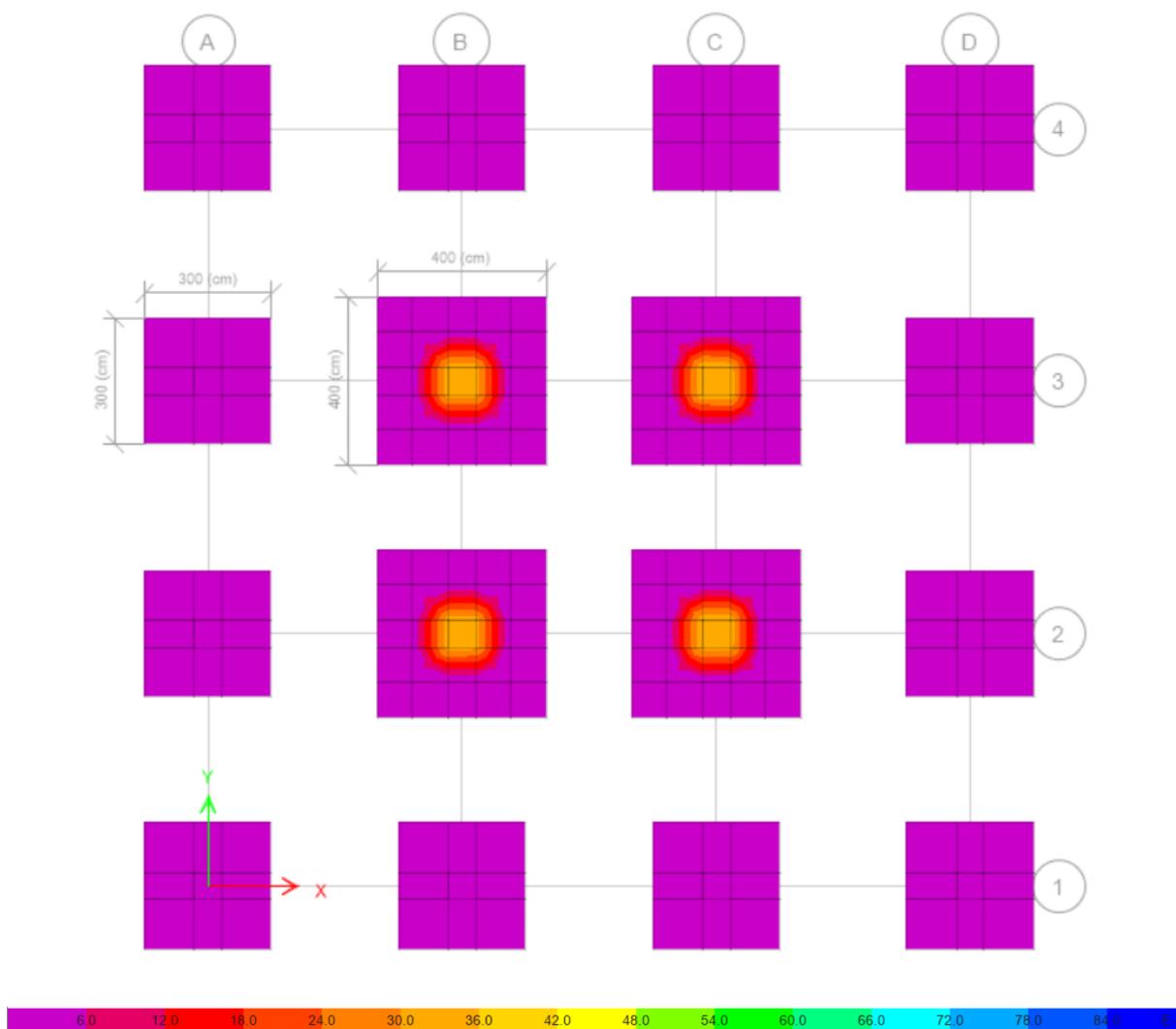
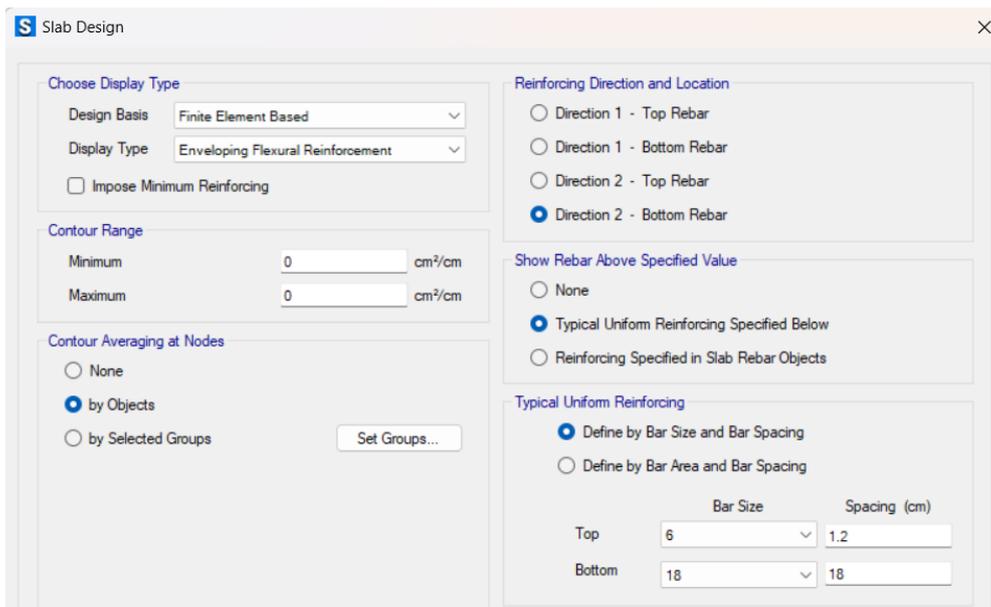


Ilustración 183. Cálculo por elementos finitos zapatas laterales (armadura inferior-dirección 2)

Fuente. Safe 2021

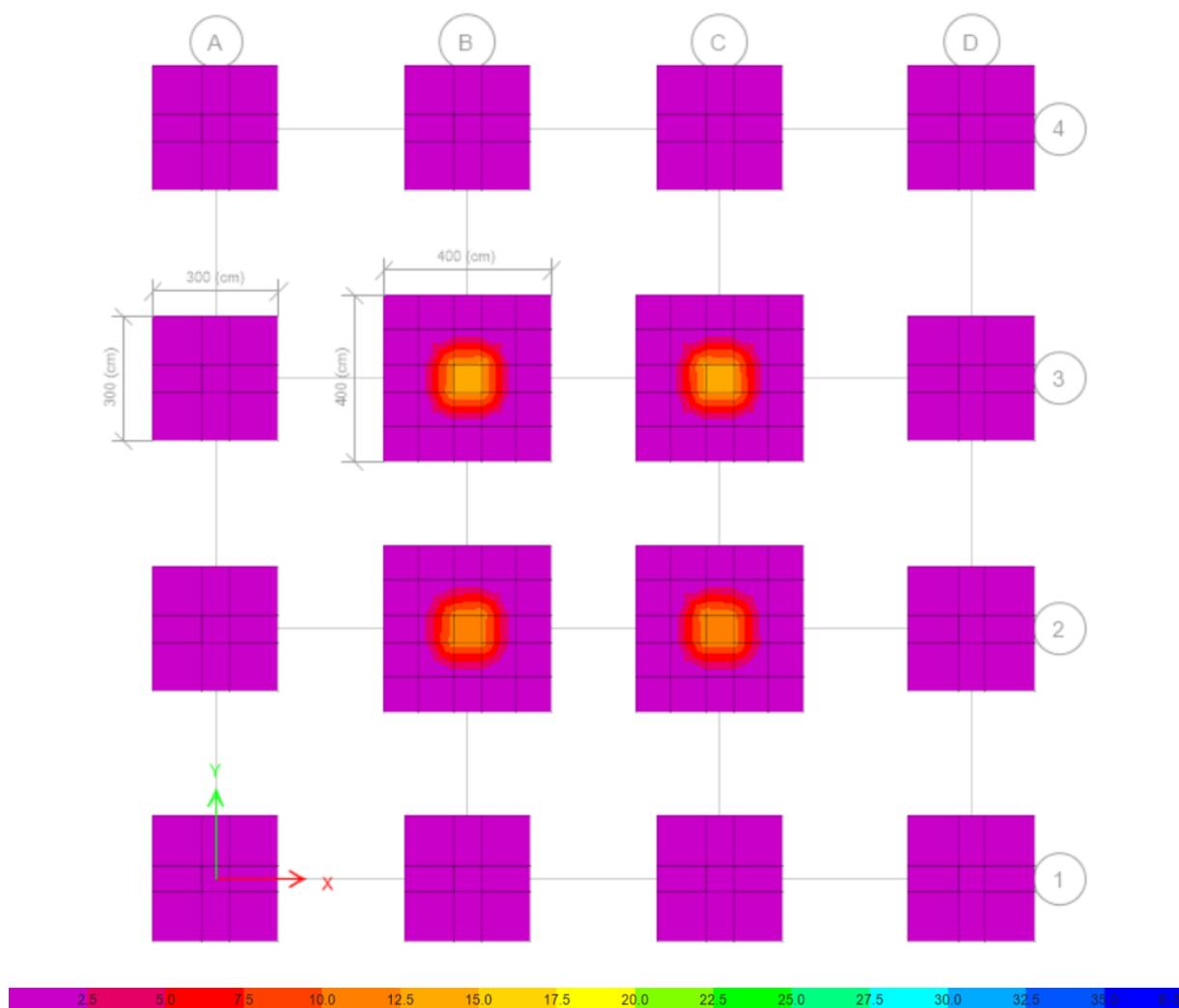
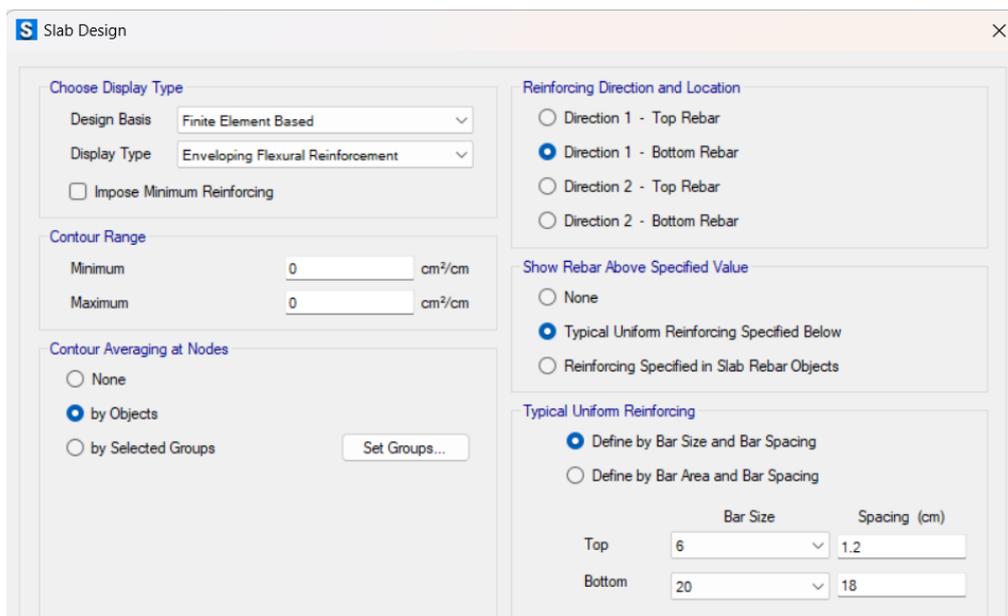


Ilustración 184. Cálculo por elementos finitos zapatas centrales (armadura inferior-dirección 1)

Fuente. Safe 2021

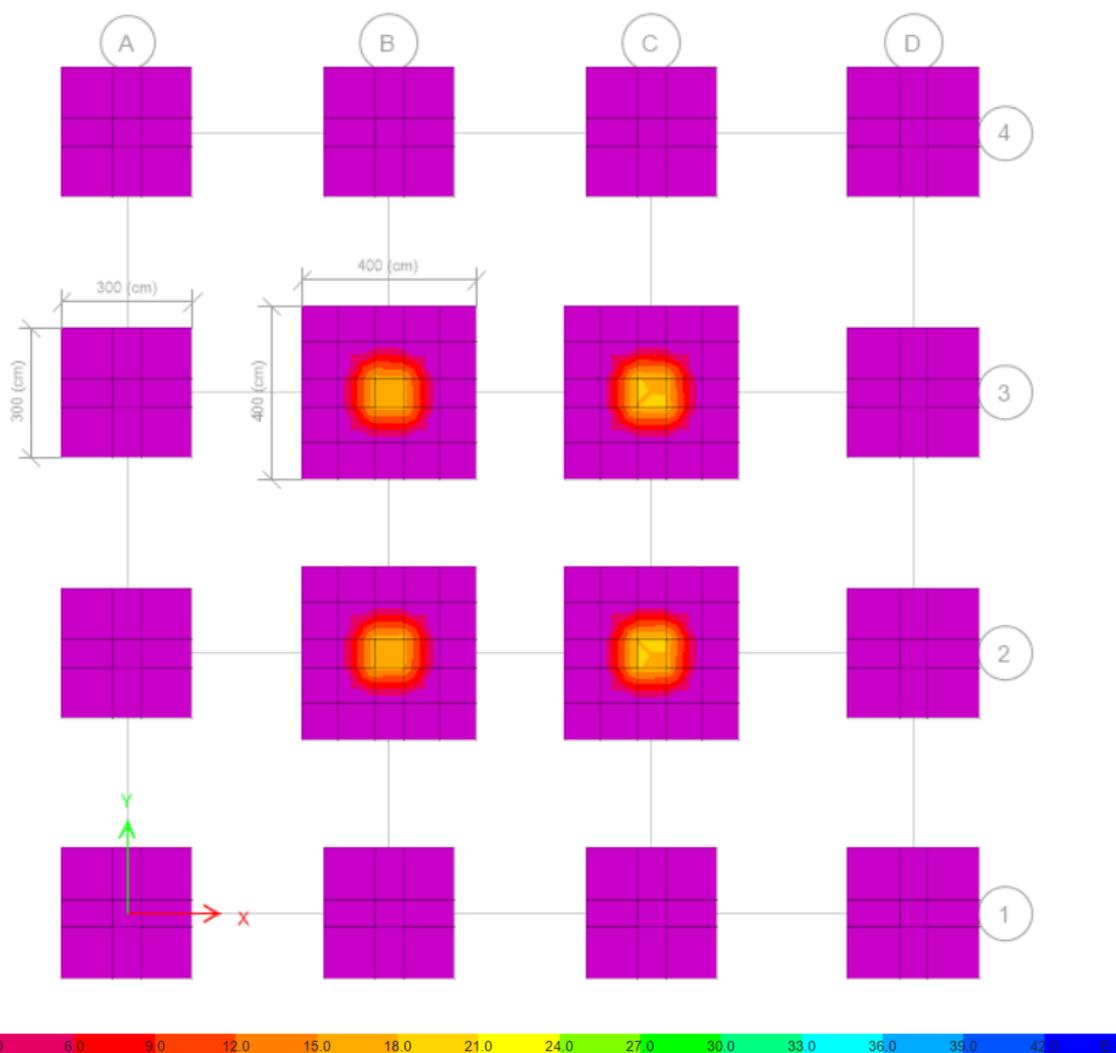
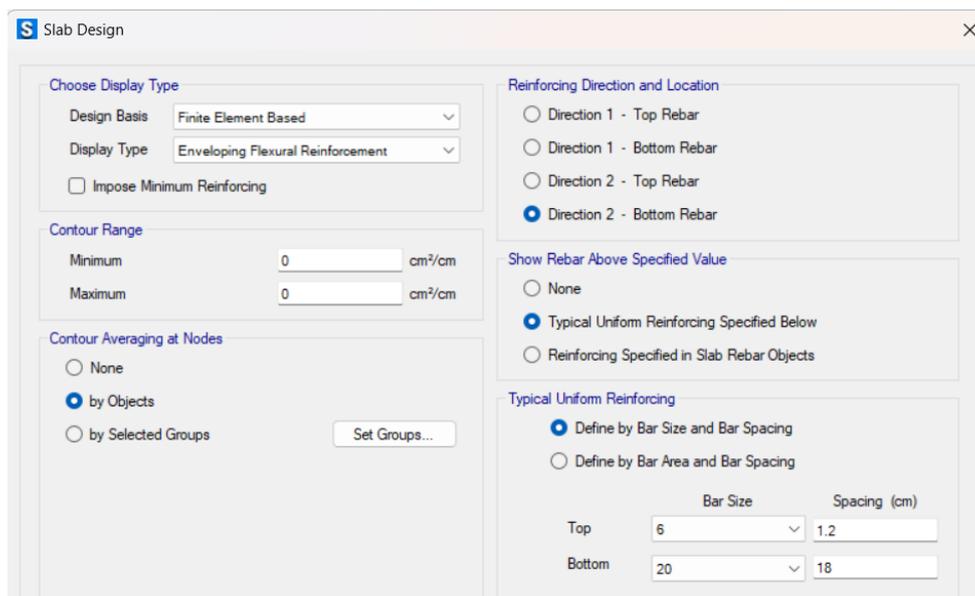


Ilustración 185. Cálculo por elementos finitos zapatas centrales (armadura inferior-dirección 2)

Fuente. Safe 2021

3.2.11.4.3 *Arquetipo 3*

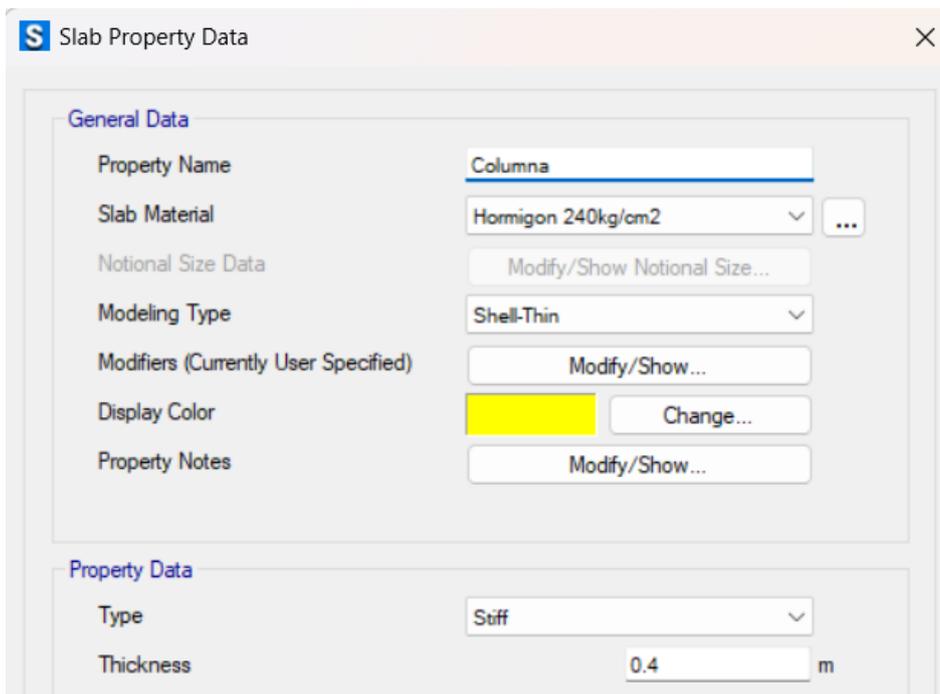


Ilustración 186. Zona rígida de la zapata

Fuente. Safe 2021

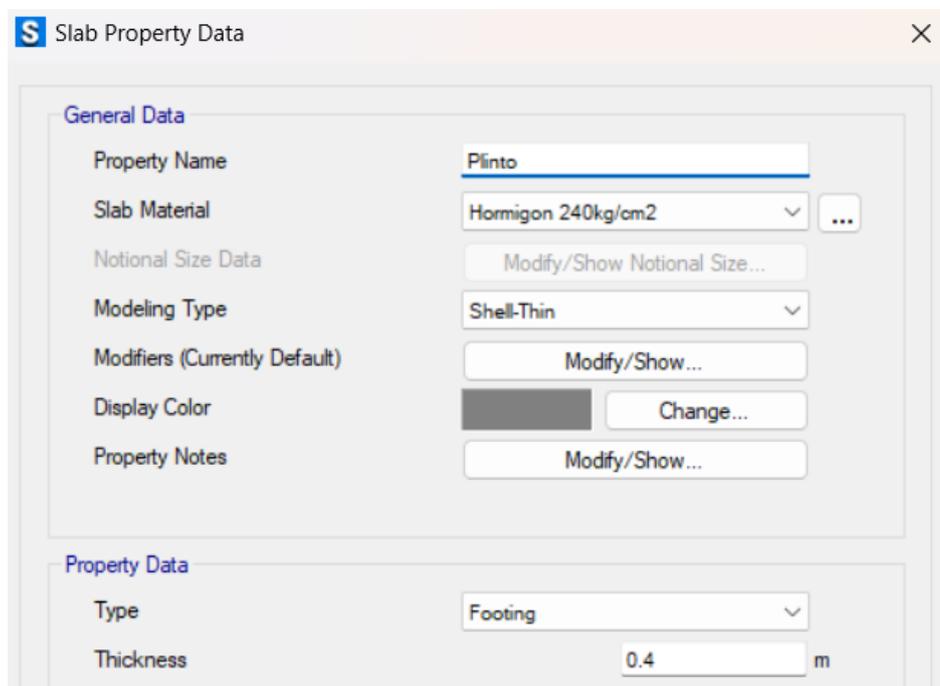


Ilustración 187. Zona del plinto

Fuente. Safe 2021

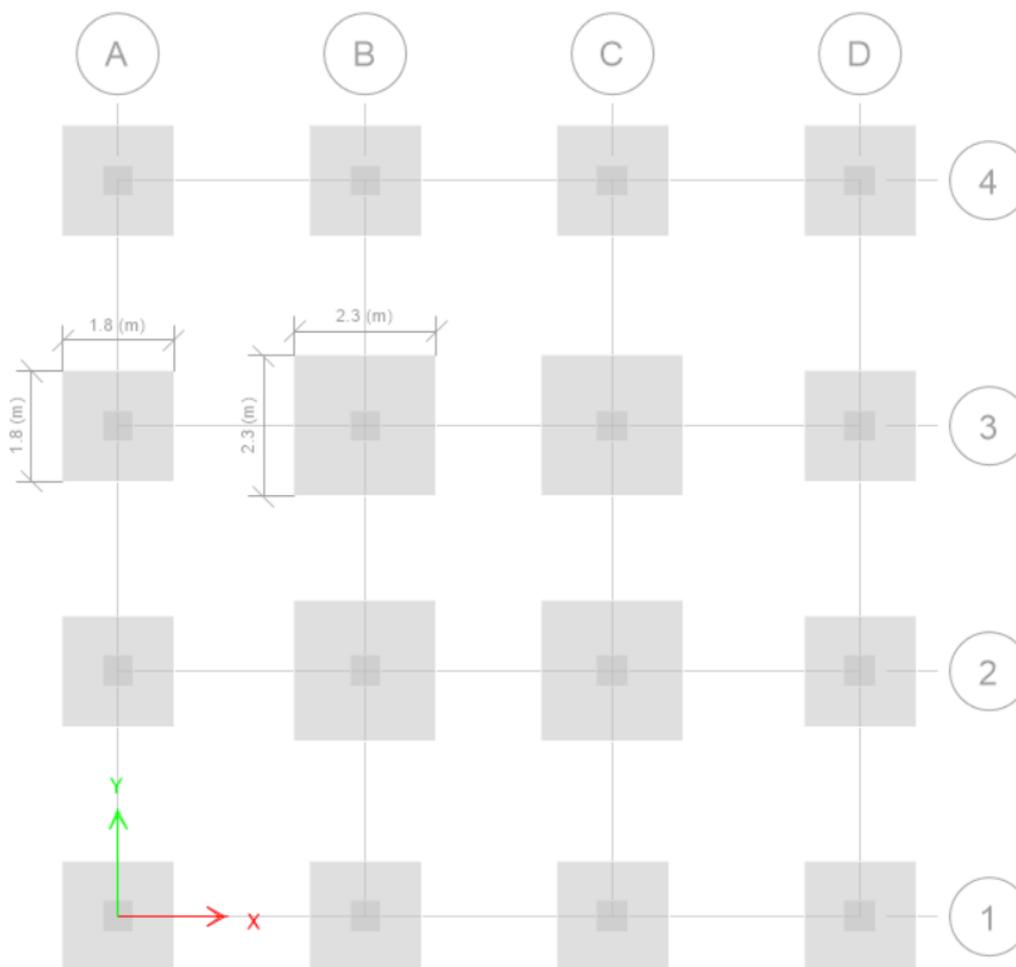


Ilustración 188. Dibujo de pintos y columnas según el predimensionamiento

Fuente. Safe 2021

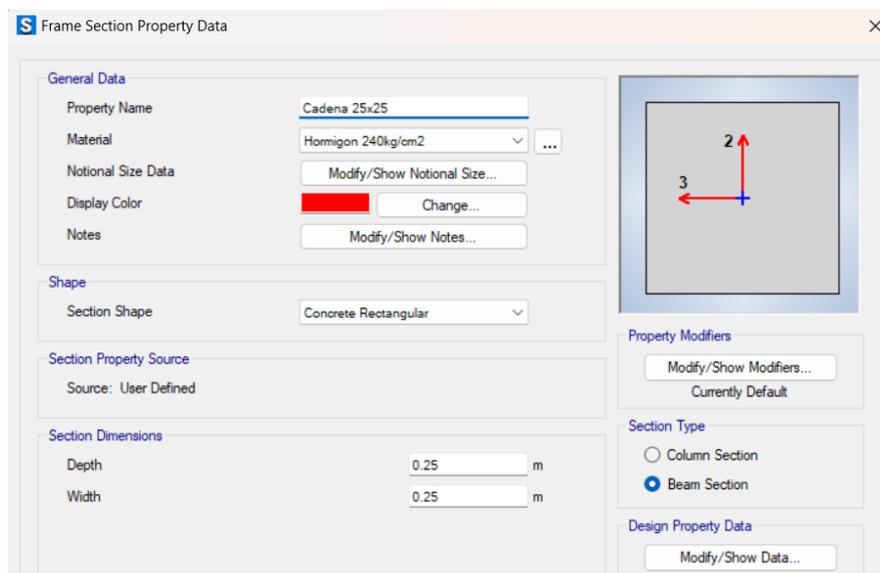


Ilustración 189. Ingreso de cadenas en el programa

Fuente. Safe 2021

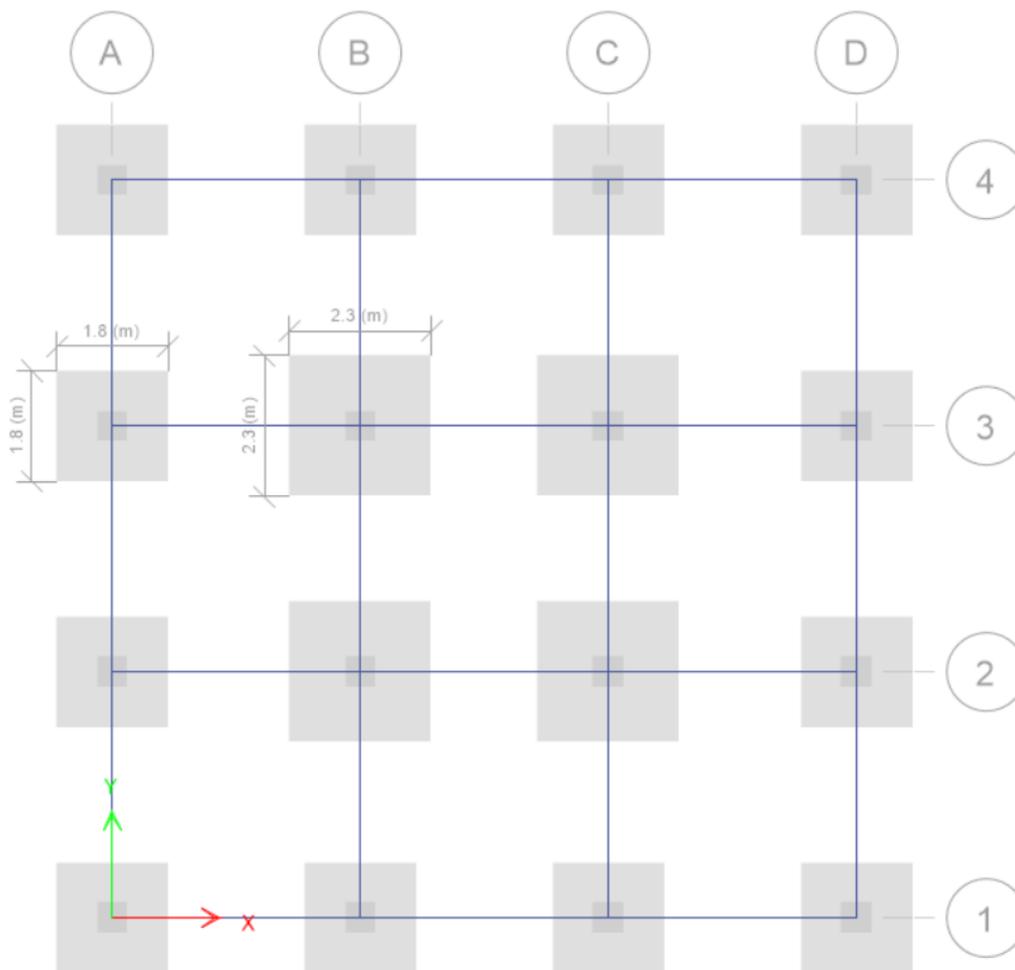


Ilustración 190. Dibujo de cadenas en el programa

Fuente. Safe 2021

The screenshot shows the 'Area Spring Property Data' dialog box. It has a title bar with a blue 'S' icon and a close button. The dialog is divided into three sections:

- General Data:**
 - Property Name:
 - Display Color:
 - Property Notes:
- Property:**
 - Subgrade Modulus (Compression Only): tonf/m²
- Nonlinear Option (Nonlinear Cases Only):**
 - None (Linear)
 - Tension Only
 - Compression Only
 - Elasto-Plastic

Ilustración 191. Ingreso de valor de coeficiente de balasto según q admisible

Fuente. Safe 2021

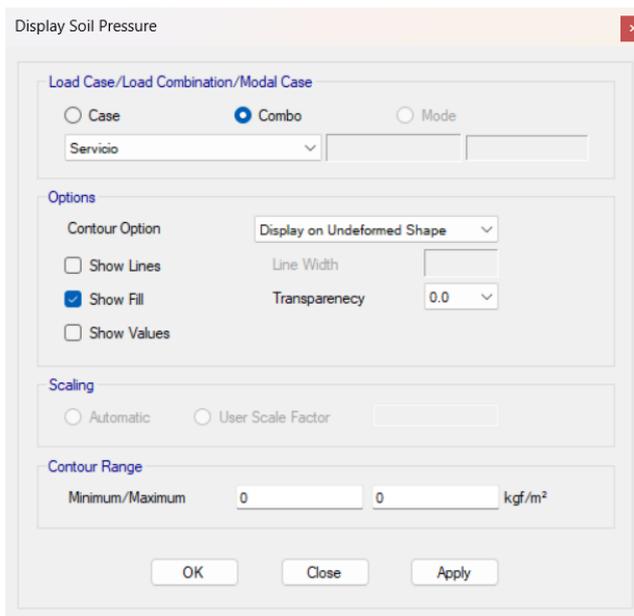


Ilustración 192. Presión del suelo con las cargas de servicio

Fuente. Safe 2021

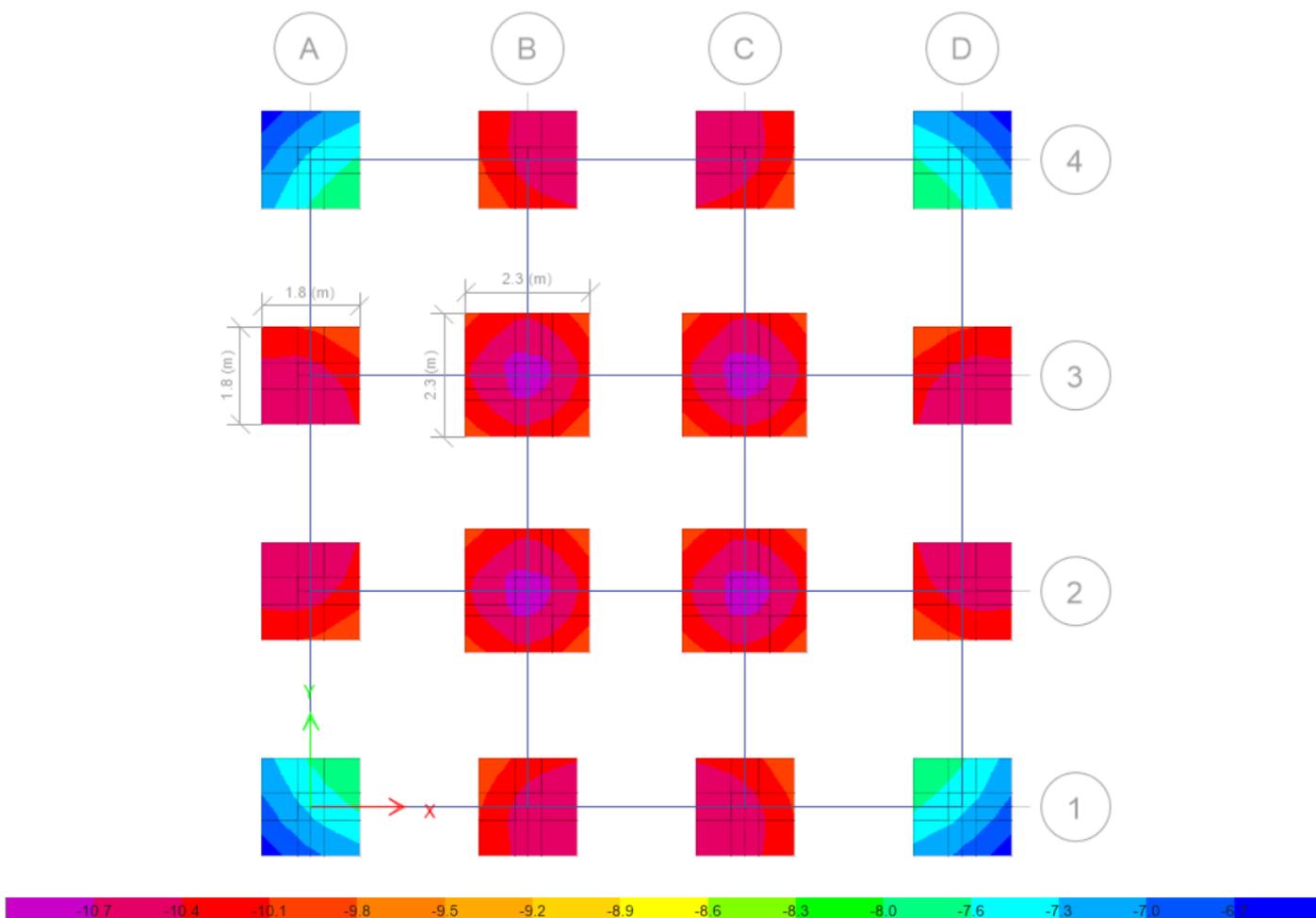


Ilustración 193. Visualización de valores de presión del suelo

Fuente. Safe 2021



Ilustración 194. Comprobación de punzonamiento

Fuente. Safe 2021

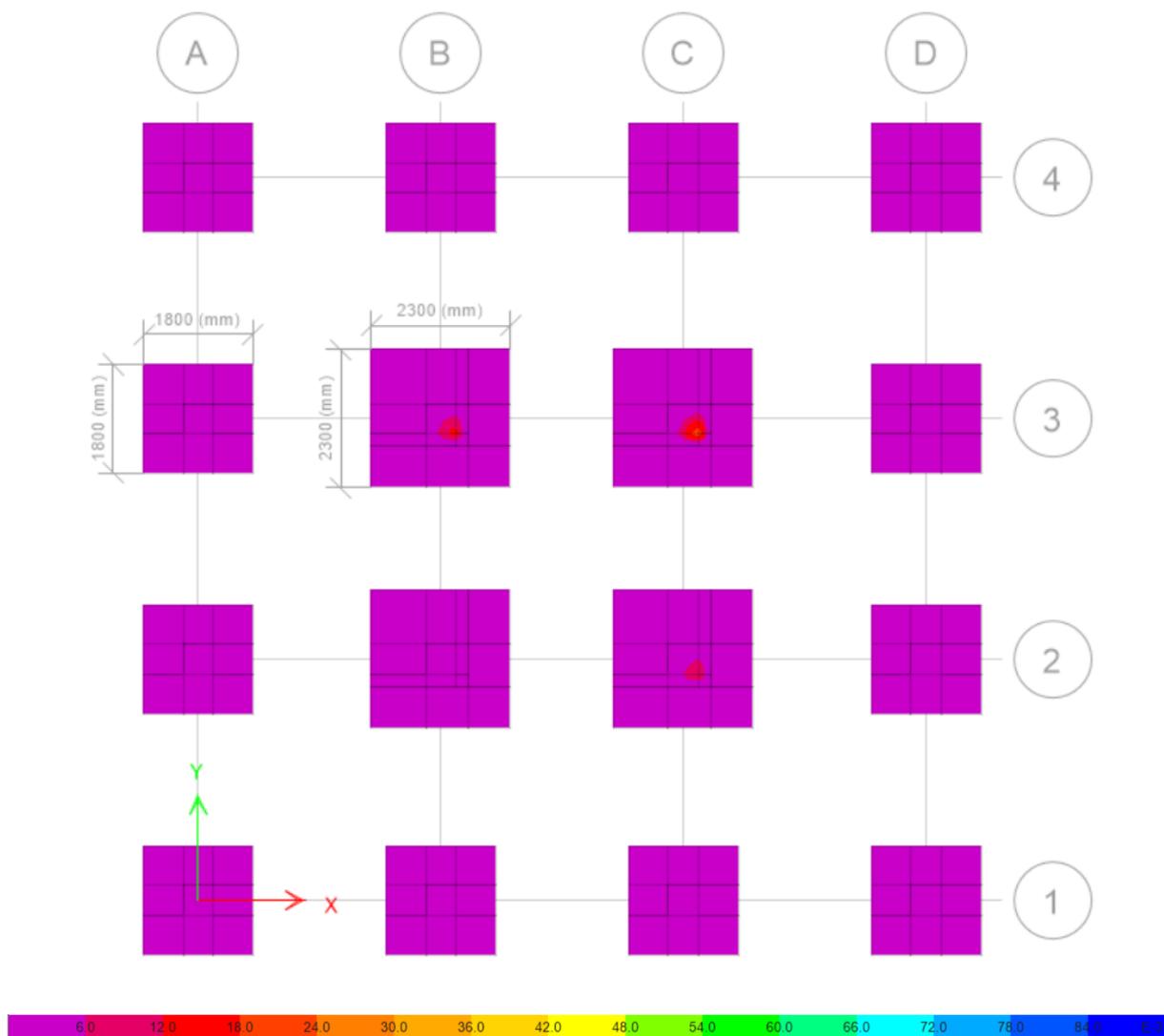
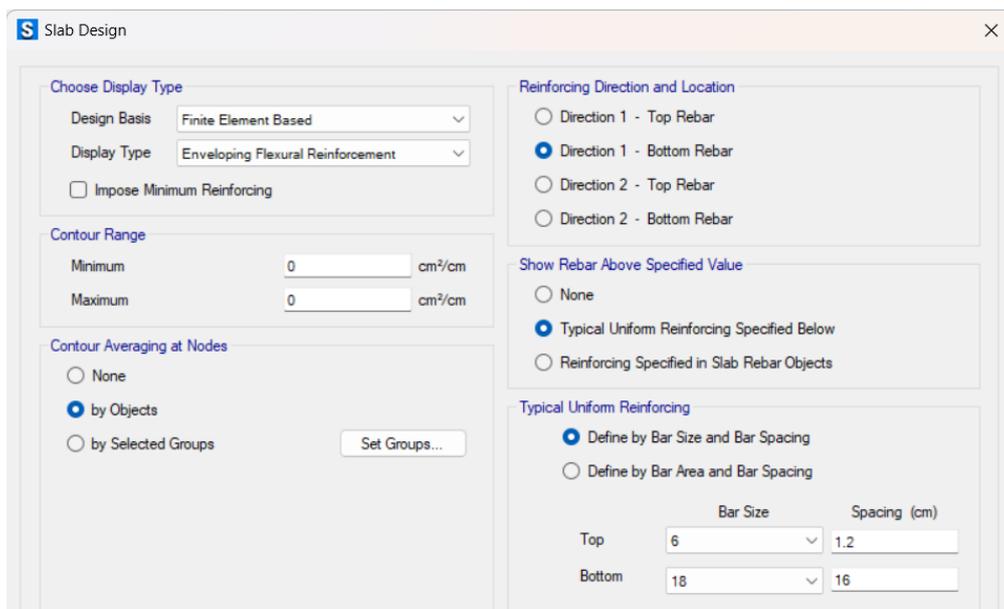


Ilustración 195. Cálculo por elementos finitos zapatas centrales y laterales (armadura inferior-dirección 1)

Fuente. Safe 2021

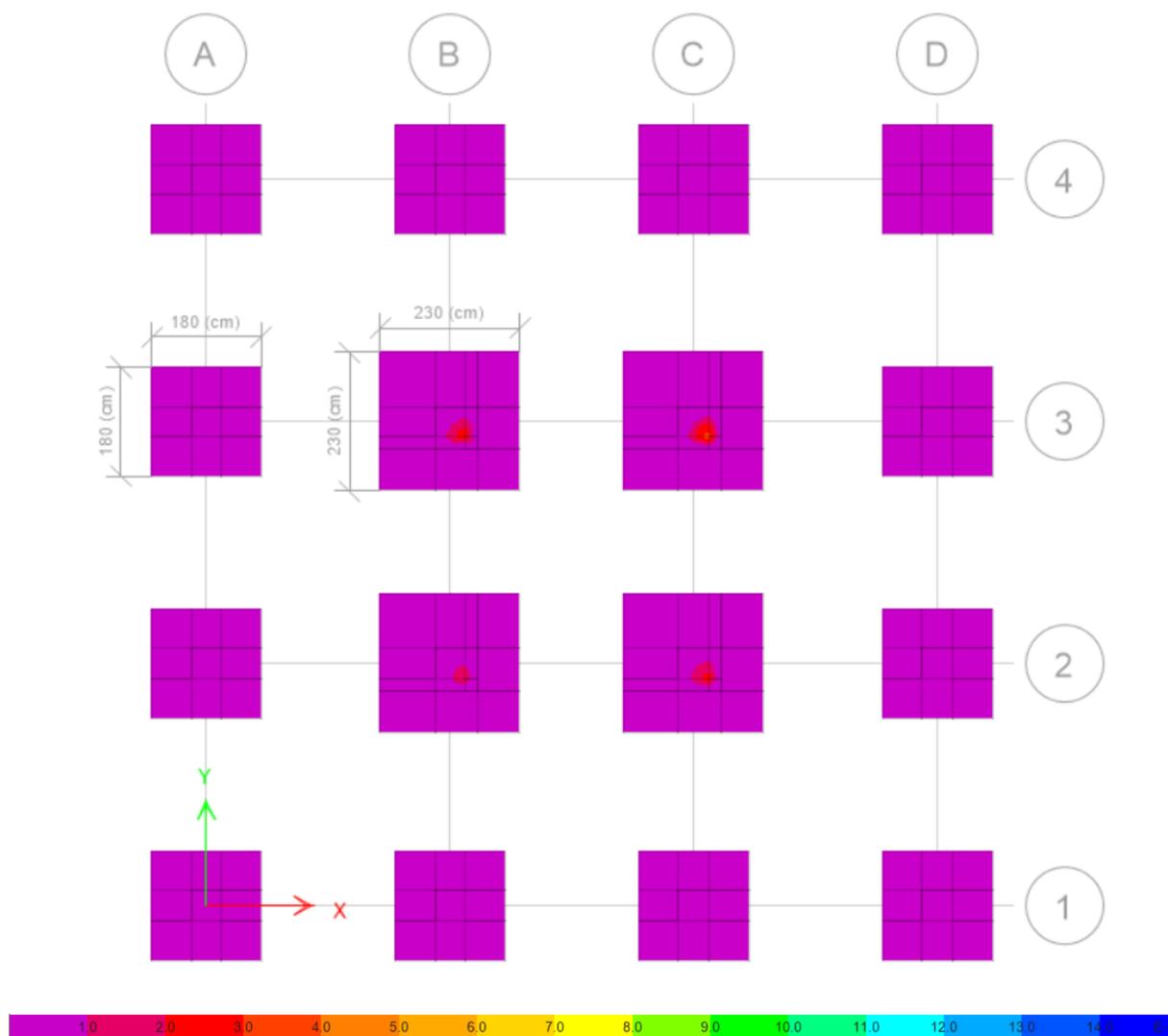
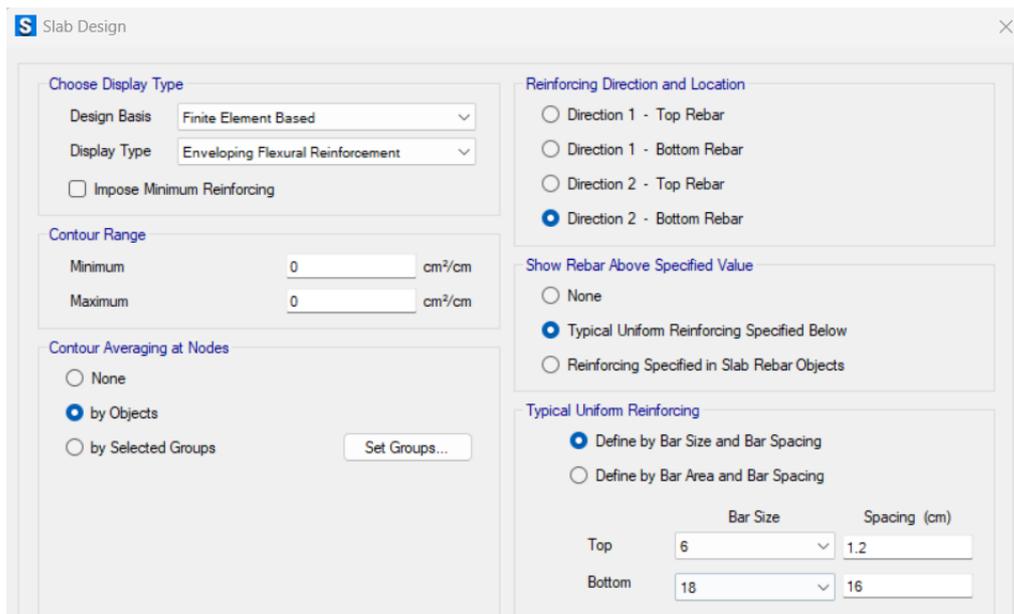


Ilustración 196. Cálculo por elementos finitos zapatas centrales y laterales (armadura inferior-dirección 2)

Fuente. Safe 2021

3.2.11.4.4 Arquetipo 4

The screenshot shows the 'Slab Property Data' dialog box. The 'General Data' section includes:

- Property Name: Columna
- Slab Material: Hormigon 240kg/cm2
- Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...
- Modeling Type: Shell-Thin
- Modifiers (Currently User Specified): Modify/Show...
- Display Color: A blue color swatch with a 'Change...' button.
- Property Notes: Modify/Show...

 The 'Property Data' section includes:

- Type: Stiff
- Thickness: 0.5 m

Ilustración 197. Zona rígida de la zapata

Fuente. Safe 2021

The screenshot shows the 'Slab Property Data' dialog box. The 'General Data' section includes:

- Property Name: Plinto
- Slab Material: Hormigon 240kg/cm2
- Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...
- Modeling Type: Shell-Thin
- Modifiers (Currently Default): Modify/Show...
- Display Color: A green color swatch with a 'Change...' button.
- Property Notes: Modify/Show...

 The 'Property Data' section includes:

- Type: Footing
- Thickness: 0.5 m

Ilustración 198. Zona del plinto

Fuente. Safe 2021

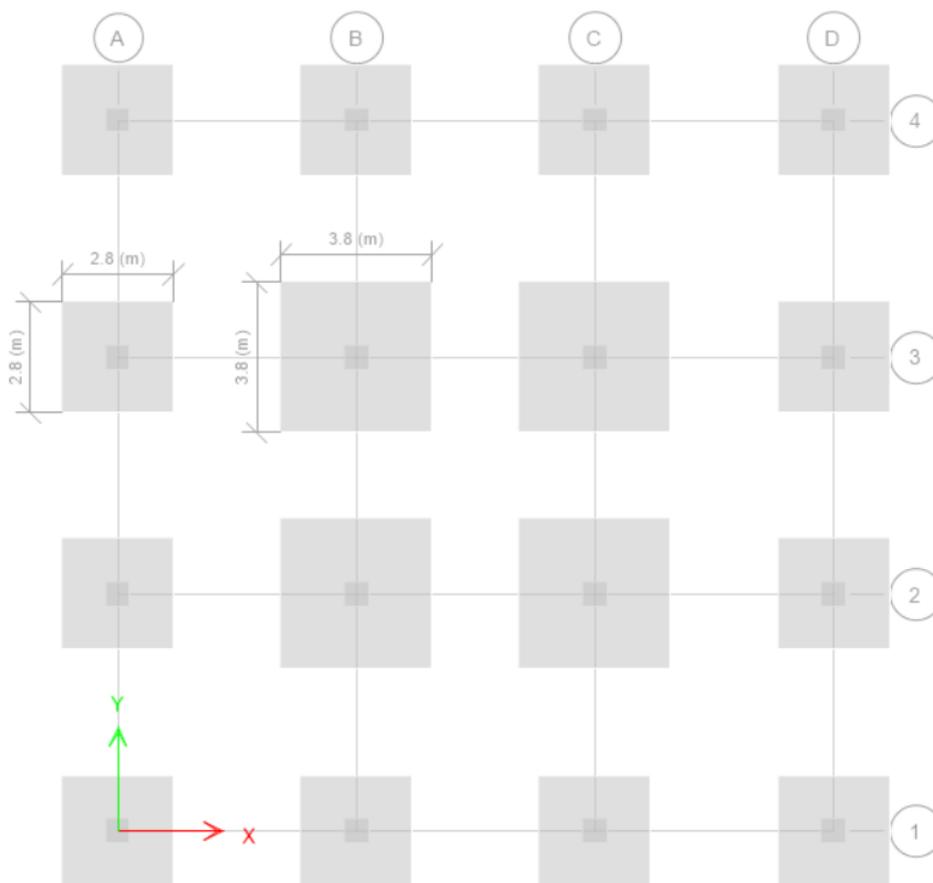


Ilustración 199. Dibujo de plintos y columnas según el predimensionamiento

Fuente. Safe 2021

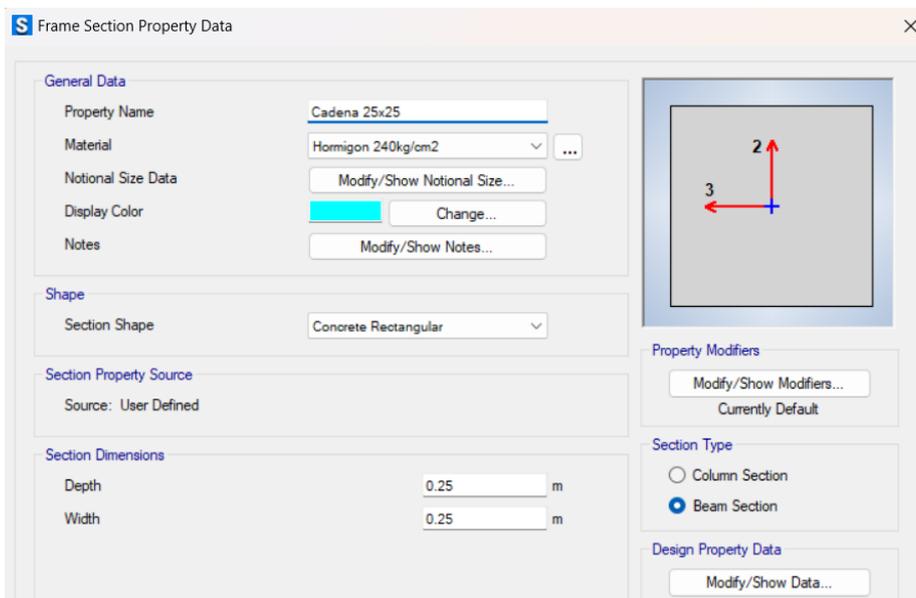


Ilustración 200. Ingreso de cadenas en el programa

Fuente. Safe 2021

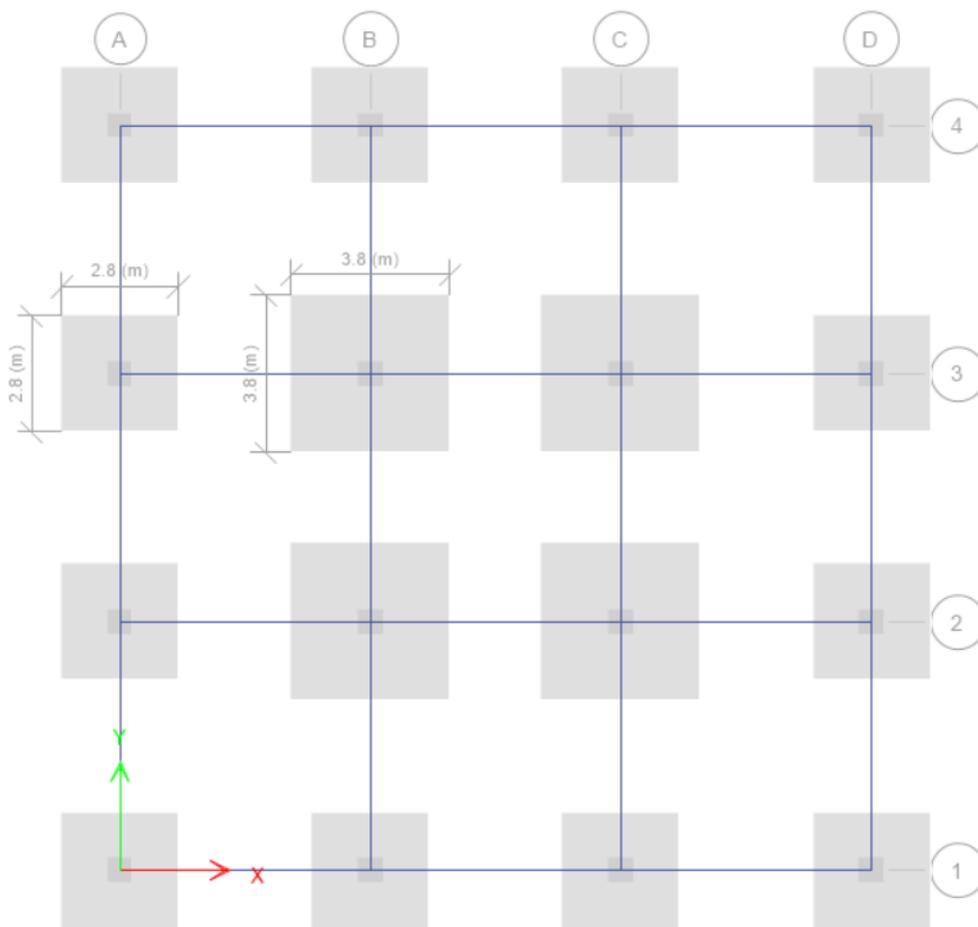


Ilustración 201. Dibujo de cadenas en el programa

Fuente. Safe 2021

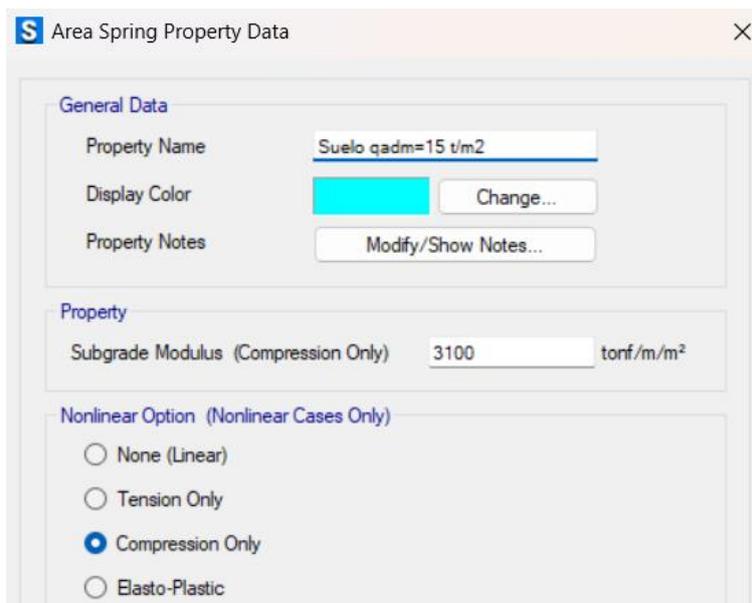


Ilustración 202. Ingreso de valor de coeficiente de balasto según q admisible

Fuente. Safe 2021

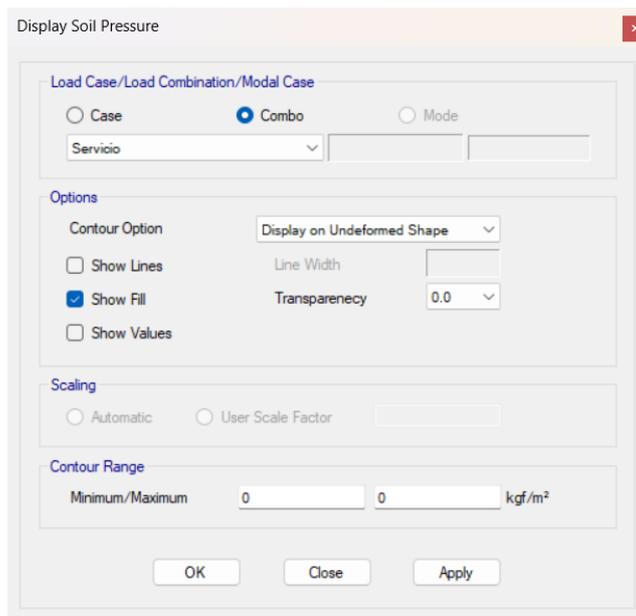


Ilustración 203. Presión del suelo con las cargas de servicio

Fuente. Safe 2021

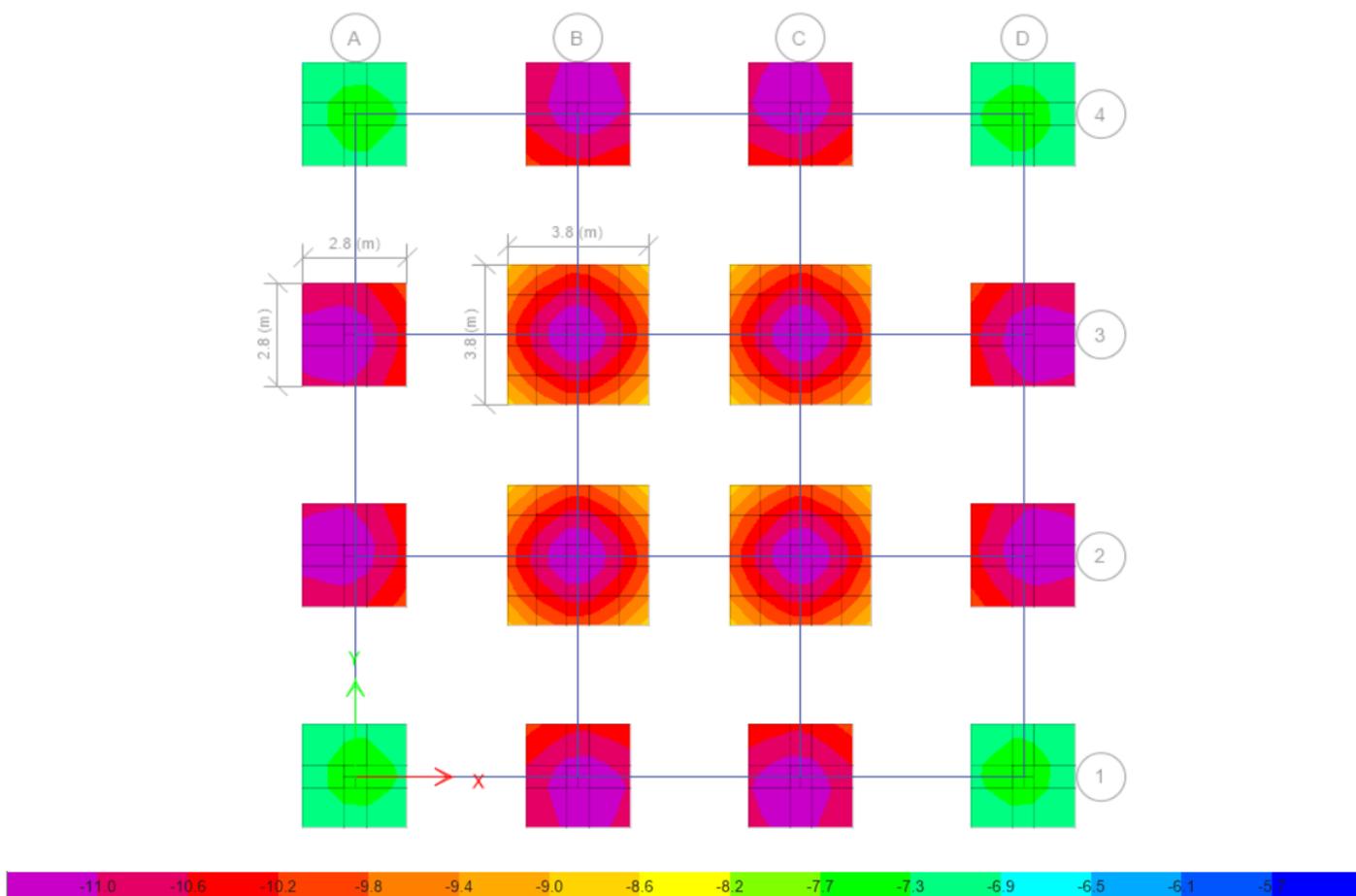


Ilustración 204. Visualización de valores de presión del suelo

Fuente. Safe 2021

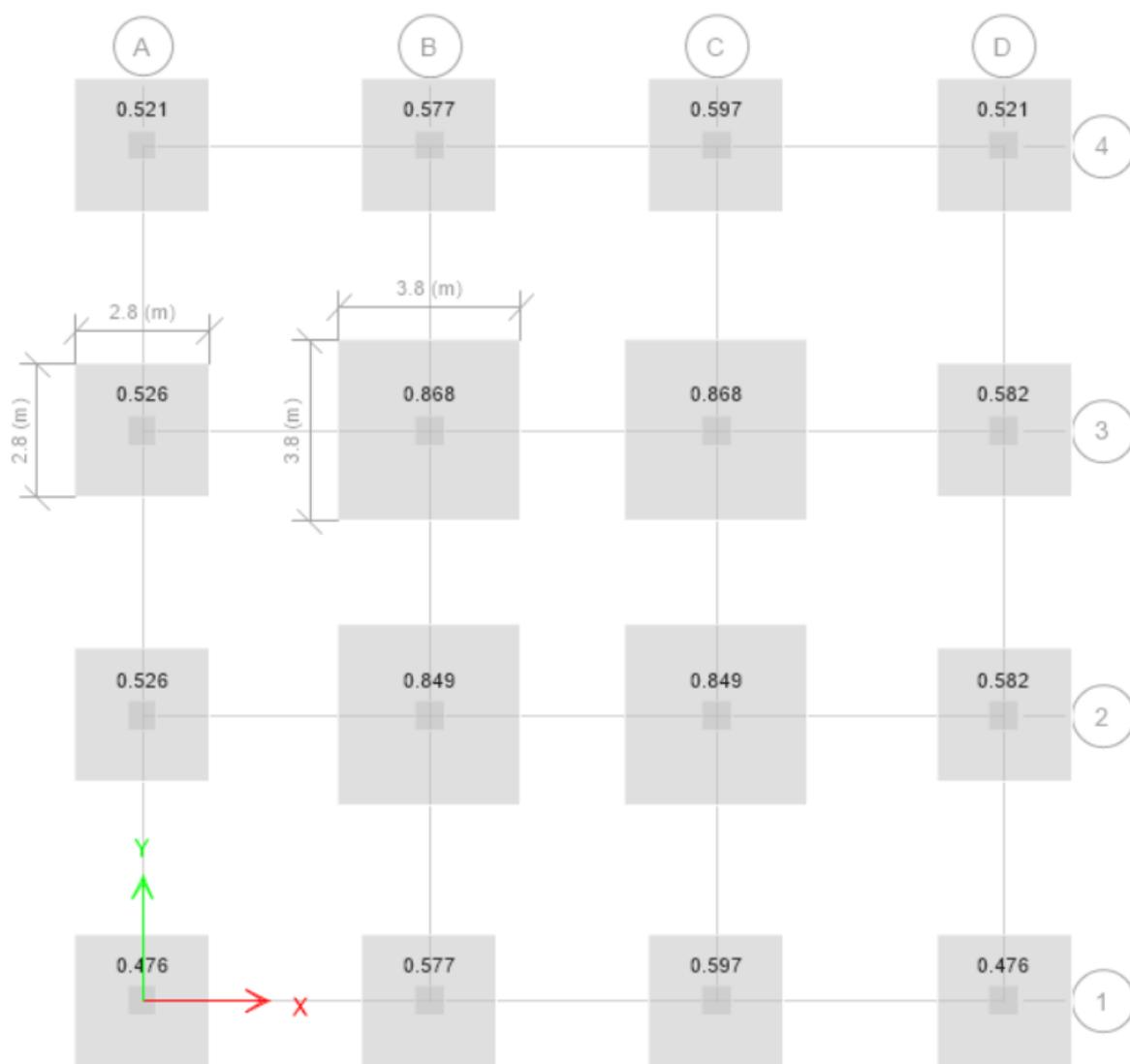


Ilustración 205. Comprobación de punzonamiento

Fuente. Safe 2021

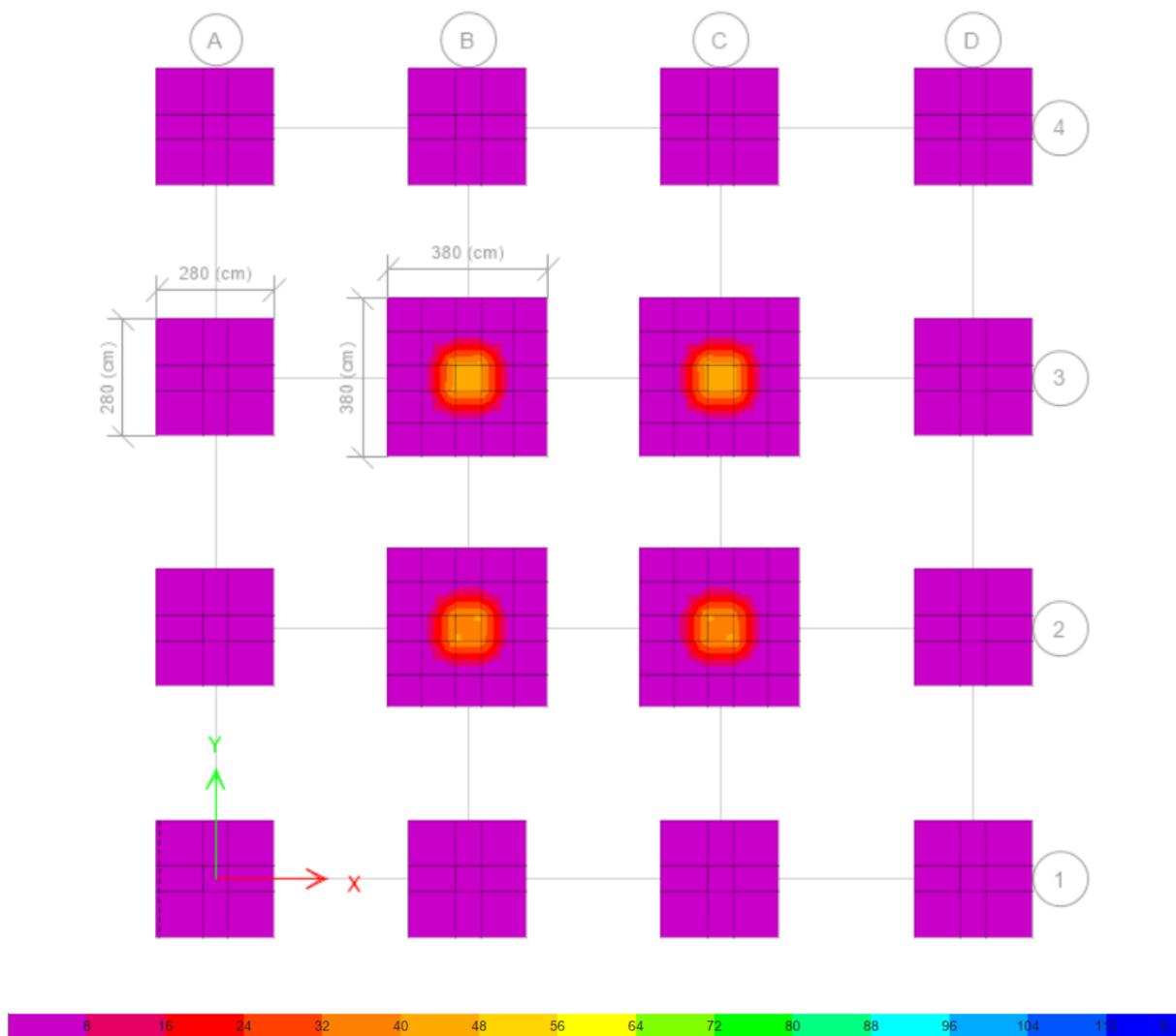
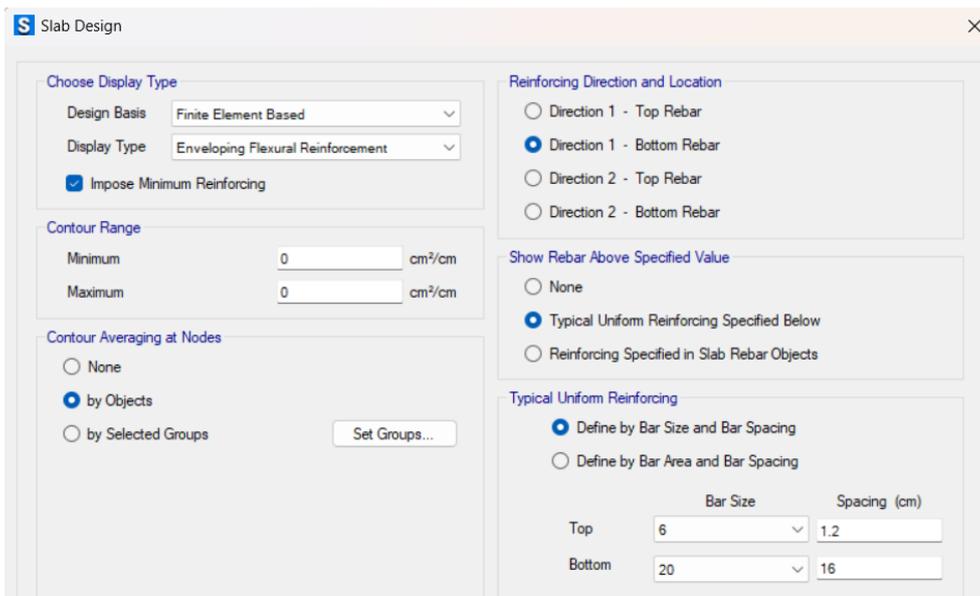


Ilustración 206. Cálculo por elementos finitos zapatas centrales y laterales (armadura inferior-dirección 1)

Fuente. Safe 2021

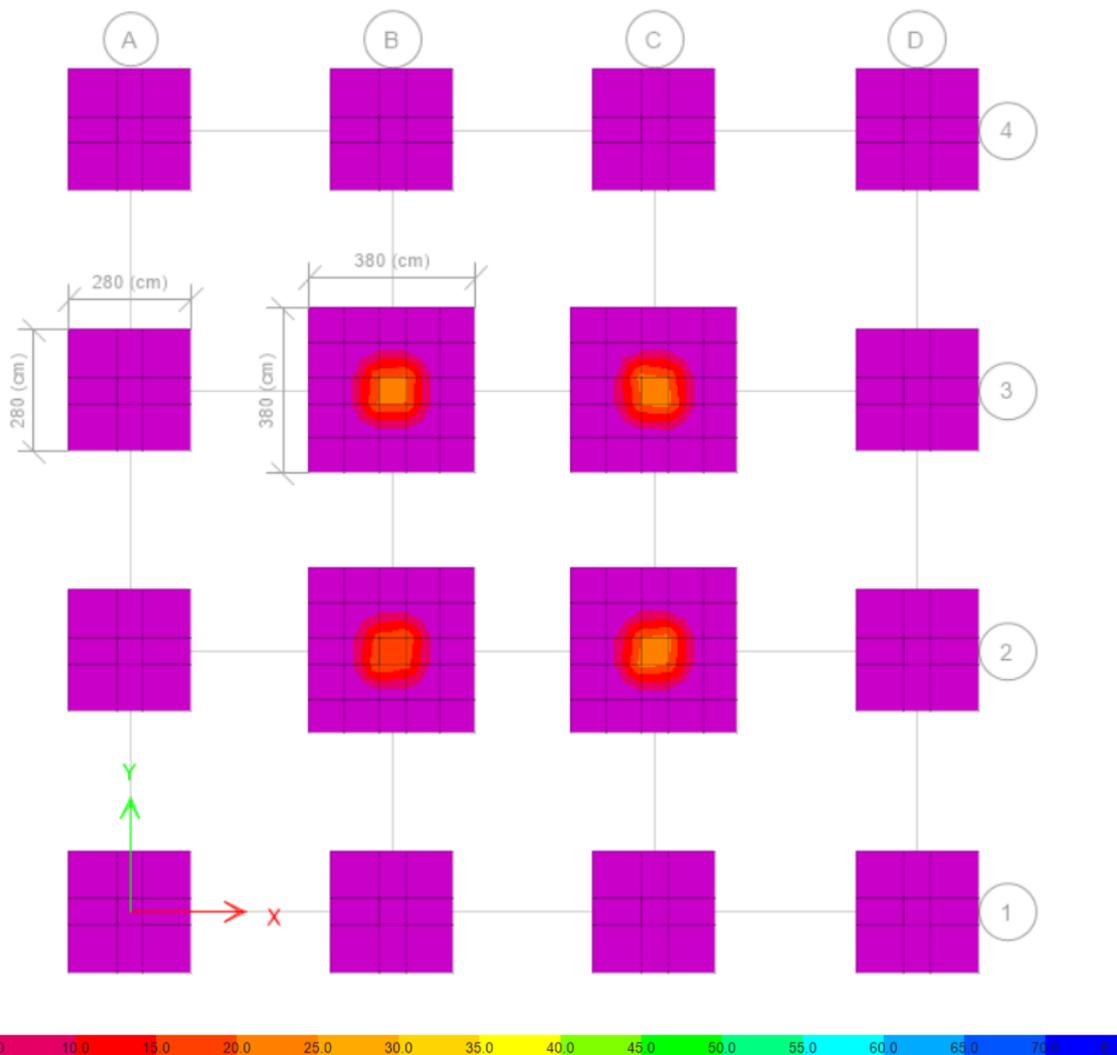
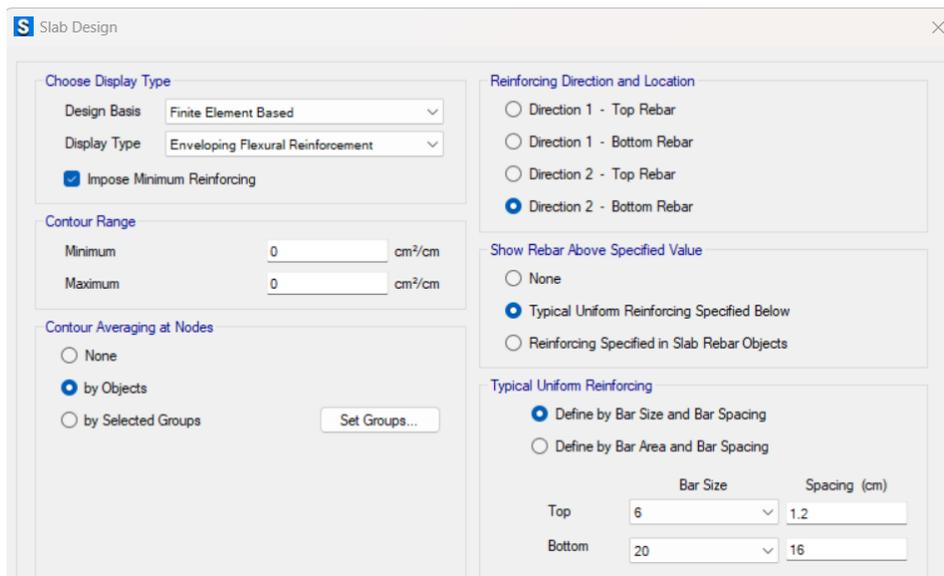


Ilustración 207. Cálculo por elementos finitos zapatas centrales y laterales (armadura inferior-dirección 2)

Fuente. Safe 2021

IV. ANÁLISIS DE RESULTADOS

RESUMEN

	Modelo 1		Modelo 2		Modelo 3		Modelo 4			
Dimensiones (m)										
	Base (b)	Altura (h)	Base (b)	Altura (h)	Base (b)	Altura (h)	Perfil	Base (b)	Altura (h)	Perfil
Columna	0.55	0.55	0.65	0.65	0.5	0.5	W12x58	0.6	0.6	W14x370
Viga	0.25	0.4	0.3	0.55	0.25	0.4		0.25	0.5	
	Altura (h)		Altura (h)		Altura (h)		Altura (h)			
Losa	0.2		0.2		0.2		0.2			
Derivas										
Sx (inelastica)	0.017694		0.018495		0.017077		0.0180675			
Sy (inelastica)	0.017694		0.018495		0.017077		0.0180675			
Máximo Desplazamiento (m)										
Piso 4	0.037932		0.039491		0.036793		0.039247			
Peso en la base (kgf)										
Base	101426.84		212411.76		99452.75		210674.29			
Periodo (seg)										
Modo 1	0.646		0.659		0.635		0.638			
Carga nominal (T)										
Eje 2 (Crítico)	76.68		166.51		75.91		165.07			
Momento nominal (T*cm)										
Eje 2 (Crítico)	2113.14		4334.72		2309.36		7734.46			

Ilustración 208. Tabla resumen entre arquetipo 1,2,3,4

Fuente. Excel de autoría propia

Zapatatas				
Dimensiones (m)				
		Ancho (a)	Largo (b)	Peralte (h)
Modelo 1	Centrales	2.50	2.50	0.45
	Laterales	2.00	2.00	0.45
Modelo 2	Centrales	4.00	4.00	0.45
	Laterales	3.00	3.00	0.45
Modelo 3	Centrales	2.30	2.30	0.40
	Laterales	1.80	1.80	0.40
Modelo 4	Centrales	3.80	3.80	0.50
	Laterales	2.80	2.80	0.50

Ilustración 209. Tabla resumen dimensiones zapatas arquetipo 1,2,3,4

Fuente. Excel de autoría propia

Presupuesto de Obra

N°	DENOMINACIÓN	Un	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
ARQUETIPO 1					
1	Hormigón				\$ 5,214.63
1.1	Replanteo f'c=210 kg/cm ²	m ³	5.475	\$ 93.06	\$ 509.50
1.2	Plintos f'c=240 kg/cm ²	m ³	32.85	\$ 109.15	\$ 3,585.58
1.3	Cabezal columnas f'c=240 kg/cm ²	m ³	5.082	\$ 109.15	\$ 554.70
1.4	Cadenas f'c=240 kg/cm ²	m ³	5.175	\$ 109.15	\$ 564.85
2	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm²				\$ 19,510.51
2.1	Plintos	kg	1815.58	\$ 1.18	\$ 2,142.39
2.2	Cadenas	kg	12705.45	\$ 1.18	\$ 14,992.44
2.3	Cabezal columna	kg	2013.30	\$ 1.18	\$ 2,375.69
2.4	Alambre recocido #18	rollo	4	\$ 31.25	\$ 125.00

ARQUETIPO 2					
1 Hormigón					\$ 11,299.36
1.1	Replanto f'c=210 kg/cm2	m3	12.9	\$ 93.06	\$ 1,200.47
1.2	Plintos f'c=240 kg/cm2	m3	77.4	\$ 109.15	\$ 8,448.21
1.3	Cabezal columnas f'c=240 kg/cm2	m3	7.098	\$ 109.15	\$ 774.75
1.4	Cadenas f'c=240 kg/cm2	m3	8.025	\$ 109.15	\$ 875.93
2 Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2					\$ 54,395.40
2.1	Plintos	kg	4438.18	\$ 1.18	\$ 5,237.05
2.2	Cadenas	kg	18898.80	\$ 1.18	\$ 22,300.58
2.3	Cabezal columna	kg	22654.89	\$ 1.18	\$ 26,732.77
2.4	Alambre recocido #18	rollo	4	\$ 31.25	\$ 125.00
ARQUETIPO 3					
1 Hormigón					\$ 4,072.62
1.1	Replanto f'c=210 kg/cm2	m3	4.503	\$ 93.06	\$ 419.05
1.2	Plintos f'c=240 kg/cm2	m3	24.016	\$ 109.15	\$ 2,621.35
1.3	Cabezal columnas f'c=240 kg/cm2	m3	4.21	\$ 109.15	\$ 459.19
1.4	Cadenas f'c=240 kg/cm2	m3	5.25	\$ 109.15	\$ 573.04
2 Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2					\$ 25,929.11
2.1	Plintos	kg	1343.70	\$ 1.18	\$ 1,585.56
2.2	Cadenas	kg	12676.46	\$ 1.18	\$ 14,958.22
2.3	Cabezal columna	kg	3391.54	\$ 1.18	\$ 4,002.02
2.4	Perfil W12x58	kg	1515.36	\$ 3.47	\$ 5,258.30
2.5	Alambre recocido #18	rollo	4	\$ 31.25	\$ 125.00
2.6	Placa base 35cm x 35cm	u	16	\$ 3.60	\$ 57.60
ARQUETIPO 4					
1 Hormigón					\$ 10,736.44
1.1	Replanto f'c=210 kg/cm2	m3	11.388	\$ 93.06	\$ 1,059.77
1.2	Plintos f'c=240 kg/cm2	m3	75.92	\$ 109.15	\$ 8,286.67
1.3	Cabezal columnas f'c=240 kg/cm2	m3	4.63	\$ 109.15	\$ 505.89
1.4	Cadenas f'c=240 kg/cm2	m3	8.10	\$ 109.15	\$ 884.12
2 Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2					\$ 63,623.59
2.1	Plintos	kg	4997.50	\$ 1.18	\$ 5,897.05
2.2	Cadenas	kg	18927.79	\$ 1.18	\$ 22,334.79
2.3	Cabezal columna	kg	3915.01	\$ 1.18	\$ 4,619.71
2.4	Perfil W14x370	kg	8832.00	\$ 3.47	\$ 30,647.04
2.5	Alambre recocido #18	rollo	4	\$ 31.25	\$ 125.00
2.6	Placa base 35cm x 35cm	u	16	\$ 3.60	\$ 57.60

Ilustración 210. Presupuesto arquetipo 1,2,3,4

Fuente. Excel de autoría propia

Presupuesto Final			
Datos:			
Nombre:	Dylan Viteri		
Materia:	Tesis		
DESCRIPCIÓN	PRECIO		TOTAL
Arquetipo 1			
Hormigón	\$ 5,214.63		\$ 5,214.63
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	\$ 19,510.51		\$ 19,510.51
Subtotal 1			\$ 24,725.15
Arquetipo 2			
Hormigón	\$ 11,299.36		\$ 11,299.36
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	\$ 54,395.40		\$ 54,395.40
Subtotal 2			\$ 65,694.76
Arquetipo 3			
Hormigón	\$ 4,072.62		\$ 4,072.62
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	\$ 25,929.11		\$ 25,929.11
Subtotal 3			\$ 30,001.73
Arquetipo 4			
Hormigón	\$ 10,736.44		\$ 10,736.44
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	\$ 63,623.59		\$ 63,623.59
Subtotal 4			\$ 74,360.04
TOTAL BRUTO			\$194,782
I.V.A. % 12%			\$23,374
TOTAL			\$218,155

Ilustración 211. Presupuesto final arquetipo 1,2,3,4

Fuente. Excel de autoría propia

V. CONCLUSIONES

- Se ha confirmado que todas las soluciones propuestas cumplen con los requisitos de seguridad establecidos conforme a la normativa ecuatoriana de construcción (NEC). Esto asegura la integridad estructural de las edificaciones sujetas a las cimentaciones analizadas, brindando confianza tanto a los diseñadores como a los usuarios finales de esta edificación.
- El cumplimiento de todos los estándares garantiza que las soluciones son adecuadas para su aplicación, lo que refuerza la utilidad y relevancia práctica en proyectos de construcción en el país.
- El desarrollo y la comparación de los dos enfoques estructurales han permitido identificar diferencias en los costos de construcción entre cada tipo de cimentación. Esta información es esencial para una toma de decisiones informada, proporcionando una base sólida para la selección de la cimentación más adecuada en función de consideraciones económicas.
- La utilización del programa SAFE y los cálculos manuales en hojas electrónicas de Excel ha garantizado la representación precisa de cada diseño, lo que aumenta la fiabilidad de los datos obtenidos y la robustez de las conclusiones del estudio.
- El análisis comparativo de los costos de construcción globales para cada opción de cimentación, realizado mediante precios unitarios y presupuestos, ha proporcionado una perspectiva completa de los costos asociados a cada alternativa. Esta comparativa precisa y fundamentada permite a los profesionales de la construcción evaluar las implicaciones económicas de cada opción y tomar decisiones que optimicen el uso de recursos financieros en proyectos de construcción.

- El análisis de costos en las cimentaciones, reveló que los modelos con columnas compuestas fueron más costosos en comparación con los modelos de elementos de hormigón armado sujetos a flexo compresión. Esto se debe principalmente al costo de los perfiles utilizados en las columnas compuestas.
- A pesar de que el costo del hormigón armado fue más económico en los modelos de las columnas compuestas, el costo del acero en estos modelos incremento bastante debido a la incorporación del perfil, por lo que se sugiere revisar todos los factores que intervienen en los modelos para tomar decisiones del diseño.

VI. RECOMENDACIONES

- Dado que las normativas siempre están actualizándose con el tiempo, se recomienda mantenerse al tanto de los cambios y ajustar los análisis de seguridad estructural en consecuencia. Esto garantizará que las soluciones propuestas sigan cumpliendo con los requisitos vigentes.
- Se recomienda validar los modelos desarrollados utilizando casos de estudio o comparaciones con proyectos reales. Esto nos garantizará una mayor eficacia y precisión en diferentes contextos y condiciones de diseño.
- Aunque se han analizado dos enfoques estructurales específicos, se recomienda explorar y considerar otros enfoques que puedan ser relevantes para diferentes tipos de proyectos y condiciones geotécnicas.
- En el caso de utilizar la propuesta brindada en este trabajo, se recomienda realizar un estudio de suelos previo, ya que este estudio nos proporciona datos sobre la capacidad de carga del suelo, también sirve para identificar la presencia de posibles riesgos

geotécnicos, como deslizamientos de tierra, hundimientos o presencia de material orgánico.

- A raíz de las diferencias de costos identificadas, se recomienda explorar alternativas de diseño nuevas que puedan reducir los costos de los modelos con columnas compuestas. Esto podría incluir la evaluación de diferentes tipos de perfiles o la optimización del diseño estructural para minimizar el uso de materiales costosos.

VII. BIBLIOGRAFÍA

1. Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas). Quito, Ecuador.
2. Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS: Cargas (sísmicas). Quito, Ecuador.
3. Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS: Estructuras de Hormigón Armado. Quito, Ecuador.
4. ACI (2005), “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario”, ACI318-05, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA.
5. McCormac, J., & Csernak, S. (2012). Diseño de estructuras de acero. México: Alfaomega.
6. Nájera Ocampo, R. (2014). Equipación de perfiles de acero de normas AISC con perfiles de normas ecuatorianas. Ecuador.
7. Yuiliti. (2015). Dilatación y compresión térmica. Obtenido de Yuiliti.
8. Romo, M. (2008), componentes del hormigón, página 1, recuperado de: Temas de hormigón armado.
9. Guerra, M. (2015). Diseño Sismorresistente de Edificios utilizando ETABS y NEC 2015.
10. Carrasco S. (2010), “Recomendaciones de diseño de columnas compuestas de Acero-Hormigón sometidas a esfuerzos básicos”, Tesis presentada para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.

11. Contreras J., Jorquera R. (2009), “Diseño de elementos compuestos de acero y hormigón resistentes al sismo. Análisis teórico y casos de aplicación”, Memoria para obtener el Título de Ingeniero Civil en Obras Civiles, Universidad de Santiago de Chile, Santiago, Chile.
12. AISC (2016). Especificaciones para construcciones de acero. AISC 360-16. American Institute of Steel Construction. Illinois, USA.
13. Guerra, M. (2013). “Diseño de cimentaciones sismo resistentes utilizando SAFE”.
14. Coduto, D. (2001). Foundation Design, New Jersey: Practice Hill.
15. Bowles, J. (1996). Foundation Analysis and Design. New York:McGraw-Hill.
16. Vazquez E. (2009), “Estudios Geotécnicos y Cimentaciones DB SE-C”, recuperado de: Tipología de estructuras de cimentación y de retención, Colegio oficial de arquitectos de Cadiz, España.
17. Amanta R. (2020), “Mapa de microzonificación geotécnico en subsuelo de la parroquia de Calderón, Distrito Metropolitano de Quito, a escala 1:65 000”, Trabajo de titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Geólogo, Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador.

VIII. ANEXOS

ANEXO N°1 Planos estructurales modelo 1

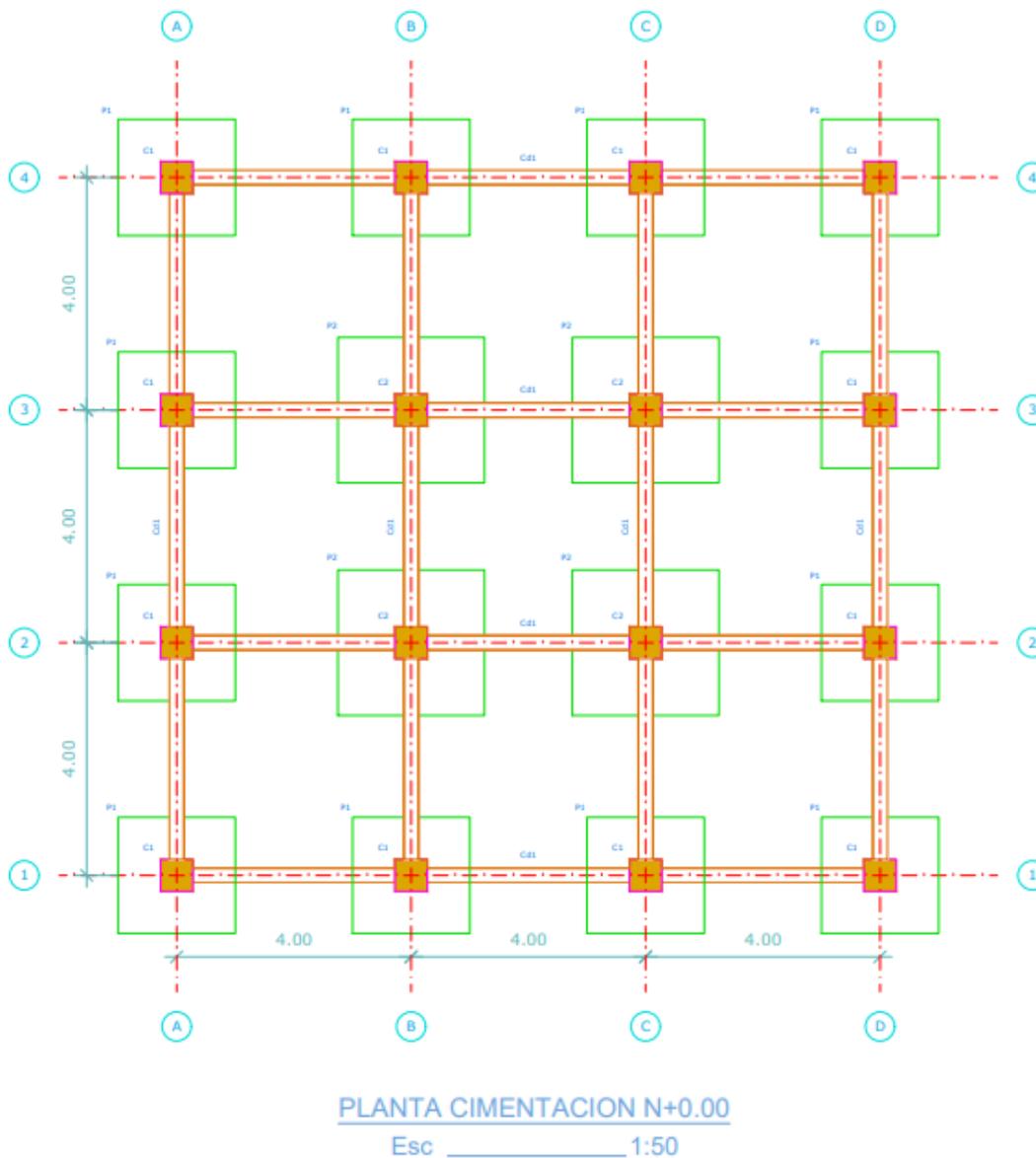


Ilustración 212. Plintos, cadenas y planta de cimentación modelo 1

Fuente. AutoCAD de autoría propia

CUADRO DE PLINTOS							
TIPO	No.	DIMENSIONES			MARCAS ARMADURA	NIVEL	UBICACIÓN
		A	B	H			
P1	12	2.00	2.00	0.45	15Ø16Mc201 L=2.14 @ 0.14 15Ø16Mc201 L=2.14 @ 0.14	Verticales Horizontales	N-1.5 A1, A2, A3, A4, B1, B4, C1, C4, D1, D2, D3, D4
P2	4	2.50	2.50	0.45	18Ø16Mc202 L=2.64 @ 0.14 18Ø16Mc202 L=2.64 @ 0.14	Verticales Horizontales	N-1.5 B2, B3, C2, C3

Ilustración 213. Cuadro de plintos modelo 1

Fuente. AutoCAD de autoría propia

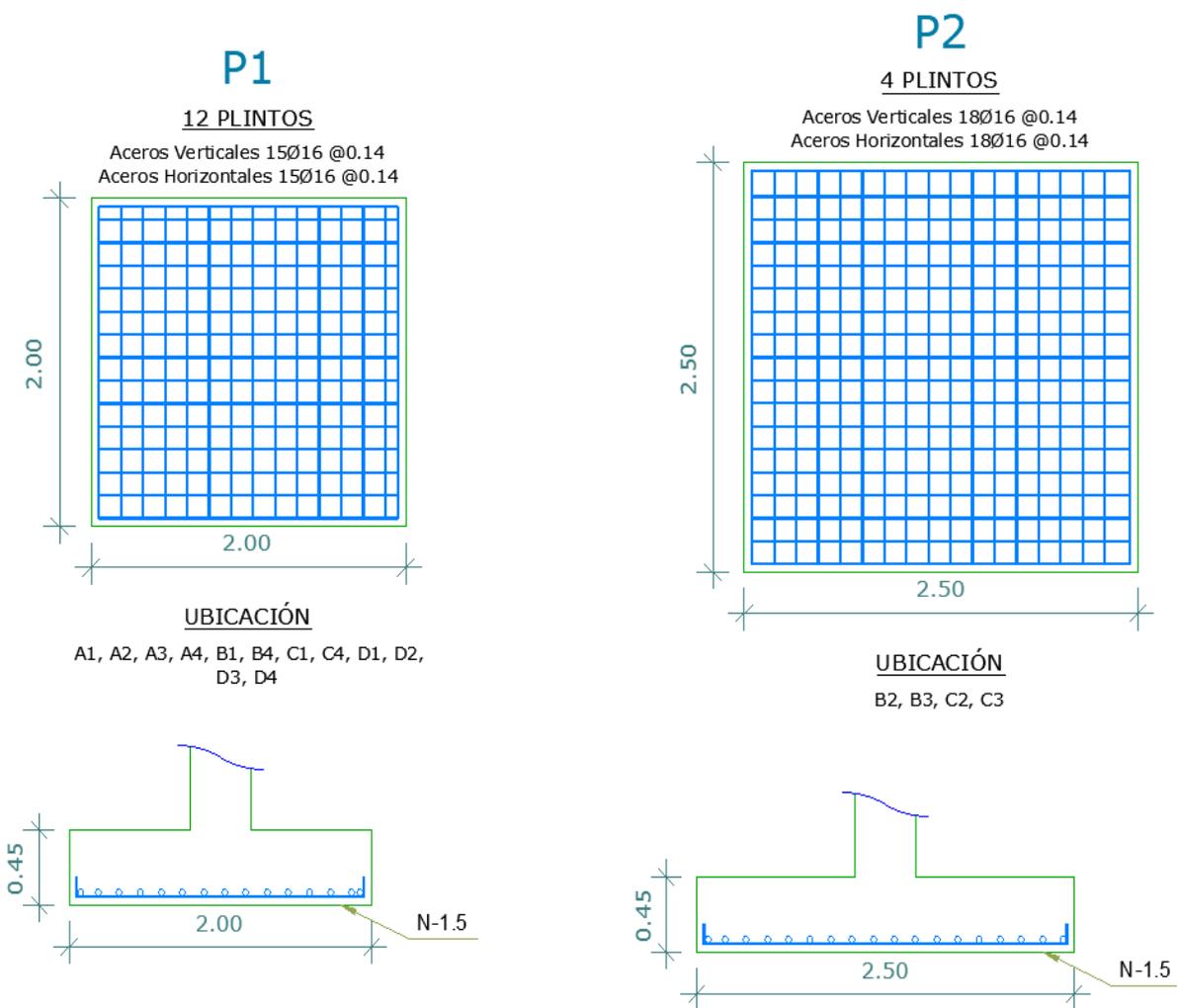
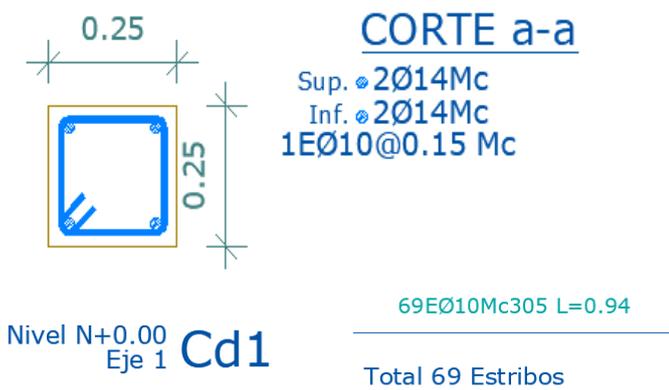


Ilustración 214. Detalle del armado de plintos modelo 1

Fuente. AutoCAD de autoría propia



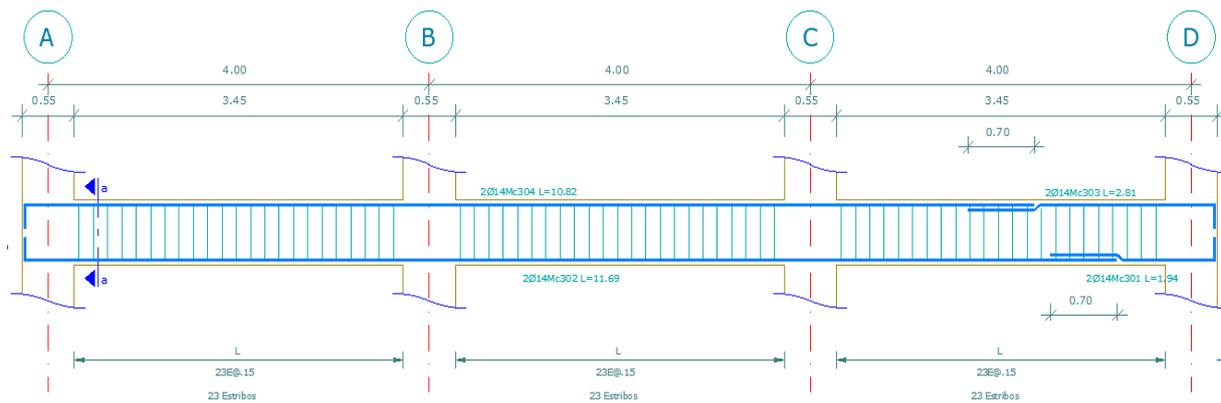


Ilustración 215. Detalle de cadena modelo 1

Fuente. AutoCAD de autoría propia

ANEXO N°2 Planos estructurales modelo 2

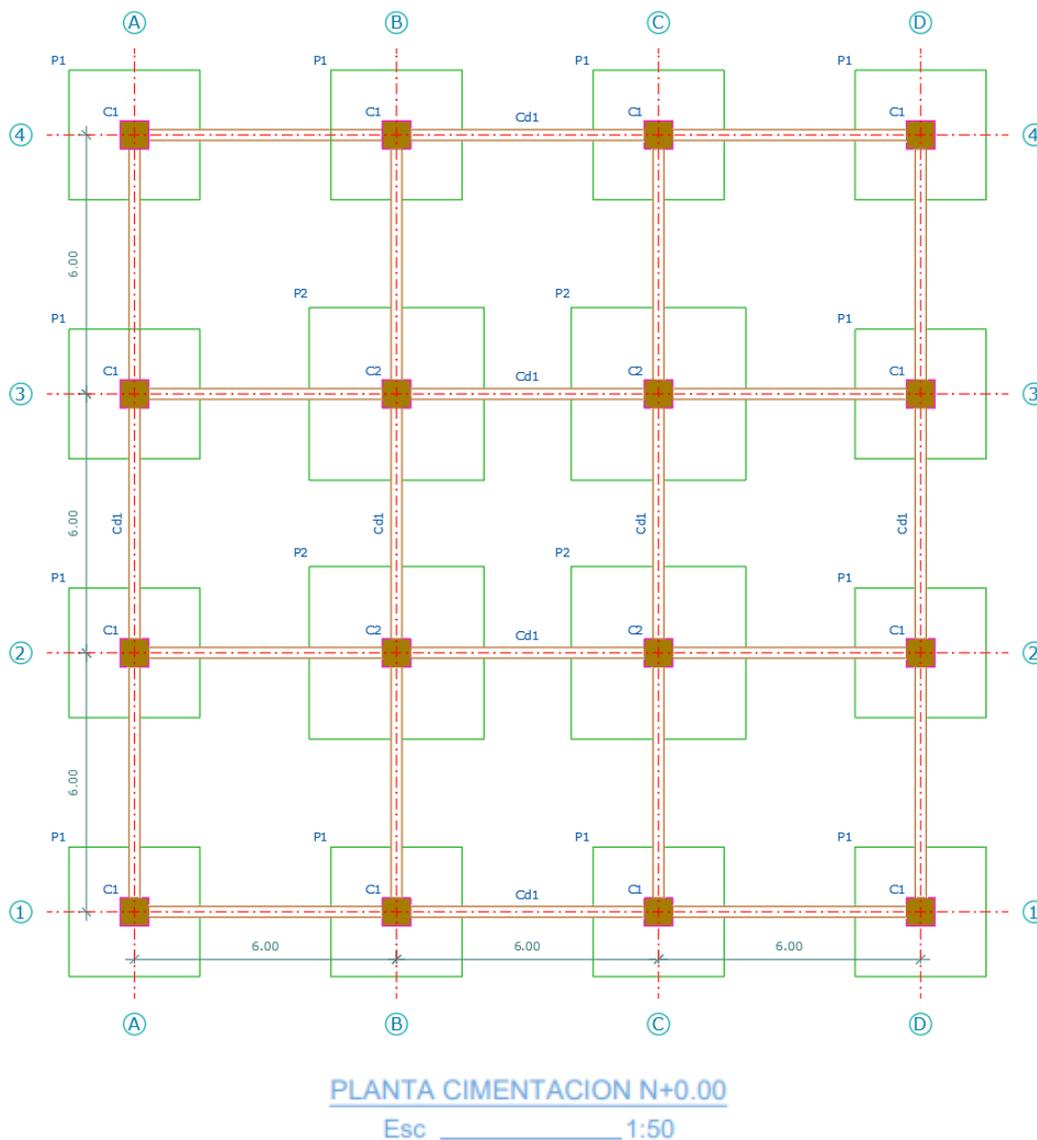


Ilustración 216. Plintos, cadenas y planta de cimentación modelo 2

Fuente. AutoCAD de autoría propia

CUADRO DE PLINTOS							
TIPO	No.	DIMENSIONES			MARCAS ARMADURA	NIVEL	UBICACIÓN
		A	B	H			
P1	12	3.00	3.00	0.45	17Ø18Mc201 L=3.14 @0.18 17Ø18Mc201 L=3.14 @0.18	Verticales Horizontales	N-1.5 A1, A2, A3, A4, B1, B4, C1, C4, D1, D2, D3, D4
P2	4	4.00	4.00	0.45	23Ø20Mc202 L=4.14 @0.18 23Ø20Mc202 L=4.14 @0.18	Verticales Horizontales	N-1.5 B2, B3, C2, C3

Ilustración 217. Cuadro de plintos modelo 2

Fuente. AutoCAD de autoría propia

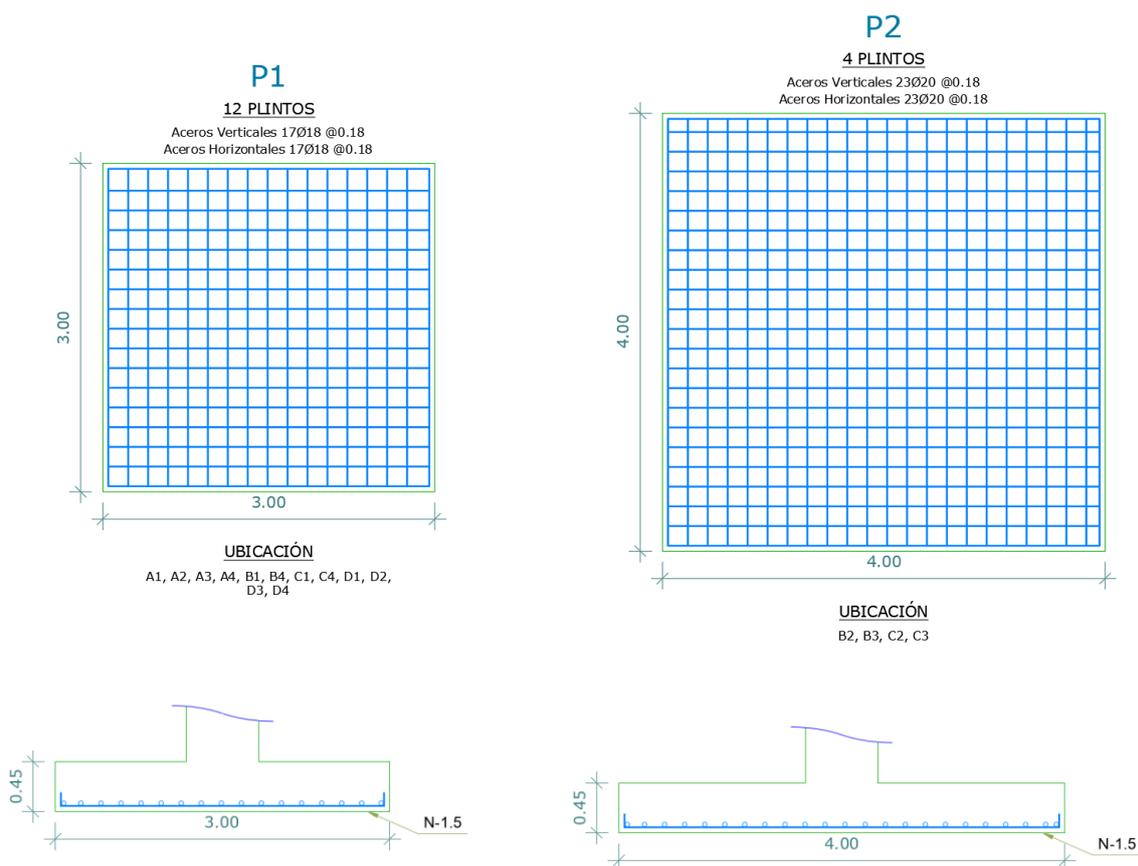
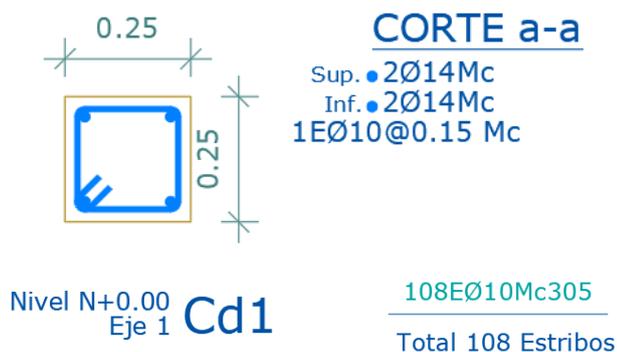


Ilustración 218. Detalle del armado de plintos modelo 2

Fuente. AutoCAD de autoría propia



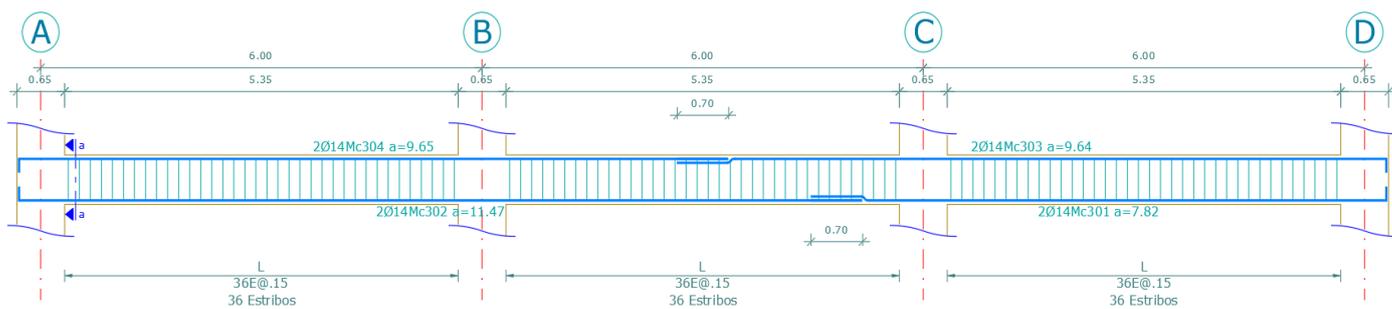
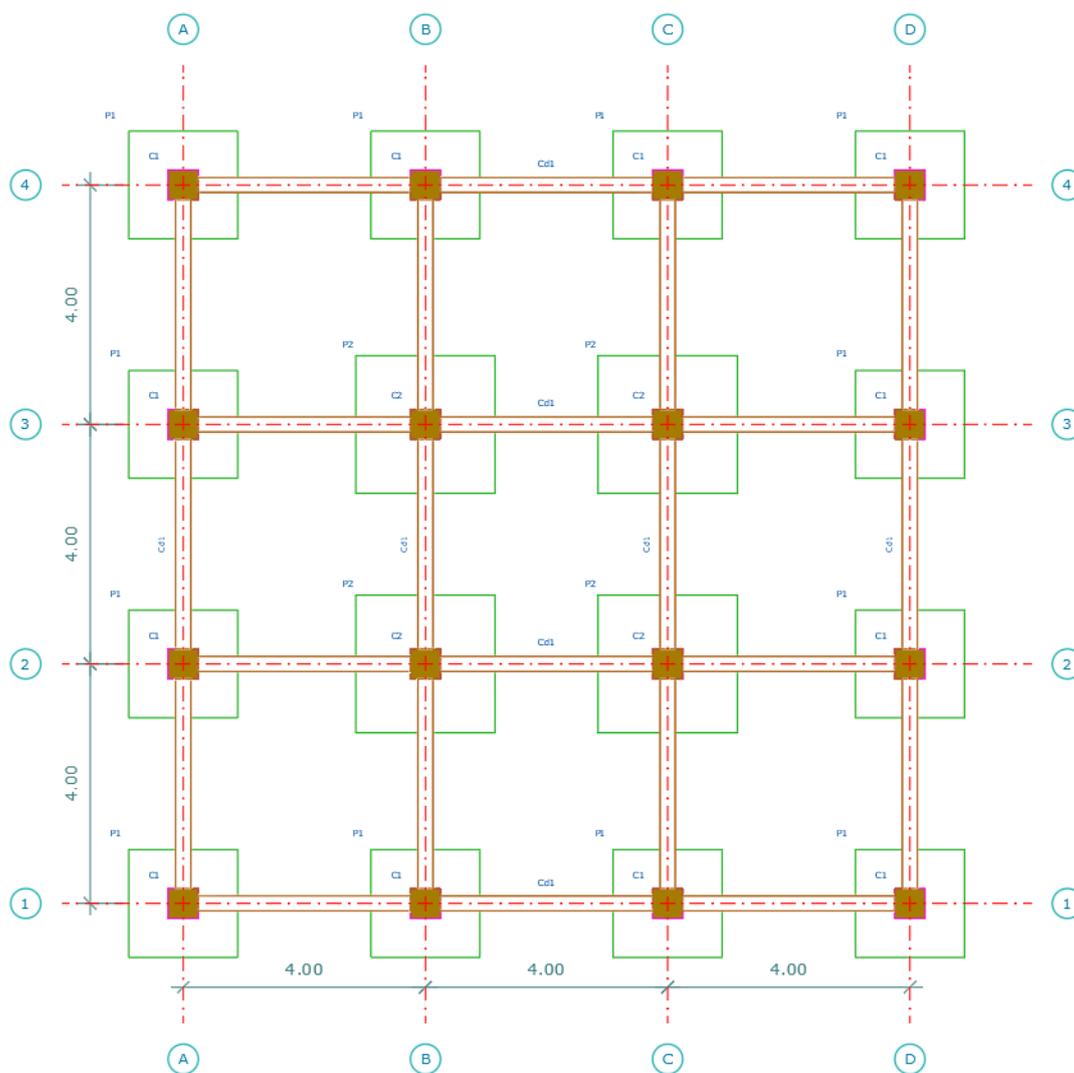


Ilustración 219. Detalle de cadena modelo 2

Fuente. AutoCAD de autoría propia

ANEXO N°3 Planos estructurales modelo 3



PLANTA CIMENTACION N+0.00
Esc _____ 1:50

Ilustración 220. Plintos, cadenas y planta de cimentación modelo 3

Fuente. AutoCAD de autoría propia

CUADRO DE PLINTOS							
TIPO	No.	DIMENSIONES			MARCAS ARMADURA	NIVEL	UBICACIÓN
		A	B	H			
P1	12	1.80	1.80	0.40	12Ø16Mc201 L=1.94 @0.16 12Ø16Mc201 L=1.94 @0.16	Verticales Horizontales	N-1.5 A1, A2, A3, A4, B1, B4, C1, C4, D1, D2, D3, D4
P2	4	2.30	2.30	0.40	15Ø16Mc202 L=2.44 @0.16 15Ø16Mc202 L=2.44 @0.16	Verticales Horizontales	N-1.5 B2, B3, C2, C3

Ilustración 221. Cuadro de plintos modelo 3

Fuente. AutoCAD de autoría propia

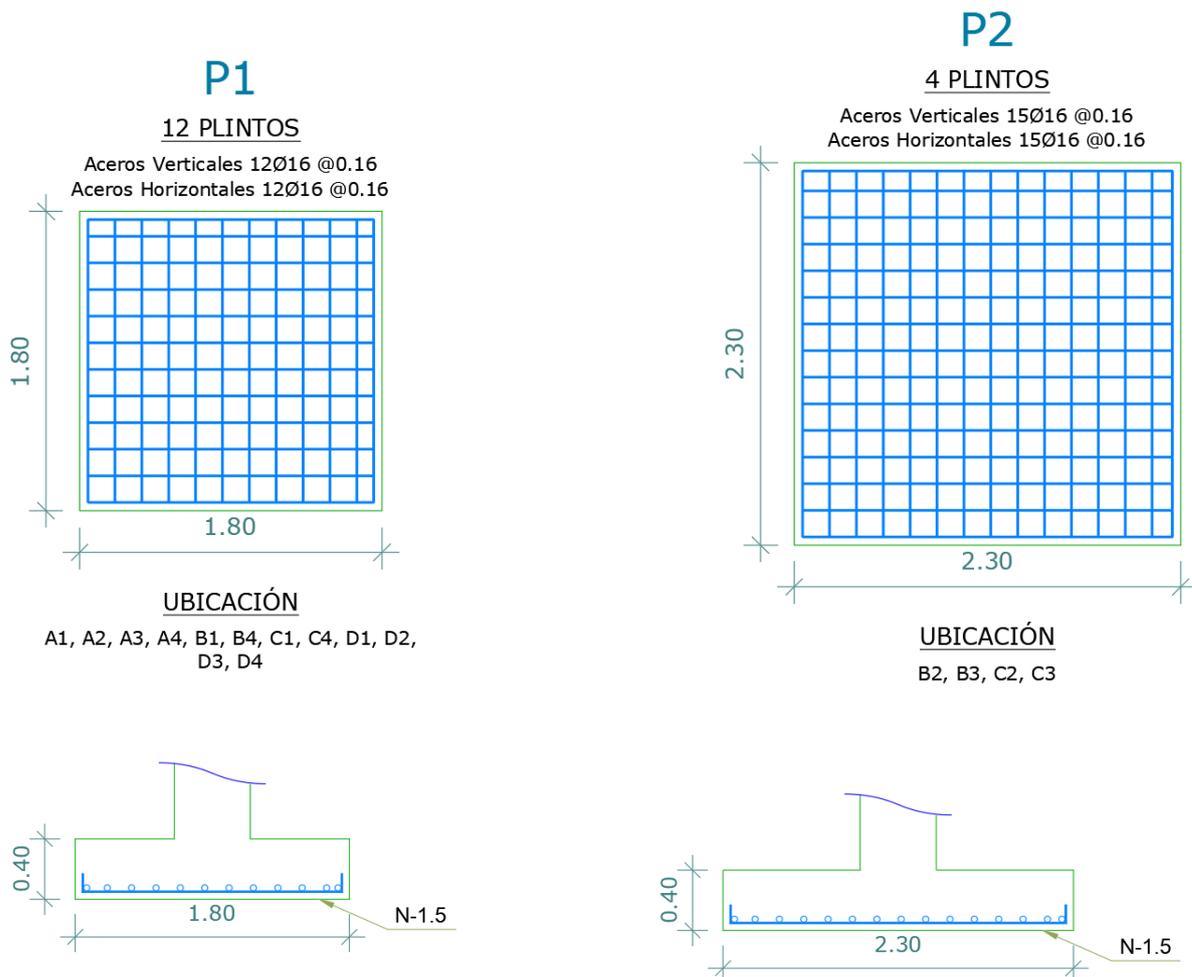
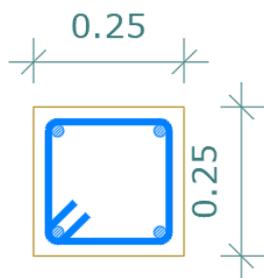


Ilustración 222. Detalle del armado de plintos modelo 3

Fuente. AutoCAD de autoría propia



CORTE a-a

Sup. \bullet 2 \varnothing 14Mc
 Inf. \bullet 2 \varnothing 14Mc
 1E \varnothing 10@0.15 Mc

Nivel N+0.00
 Eje 1 Cd1

69E \varnothing 10Mc305 L=0.94

Total 69 Estribos

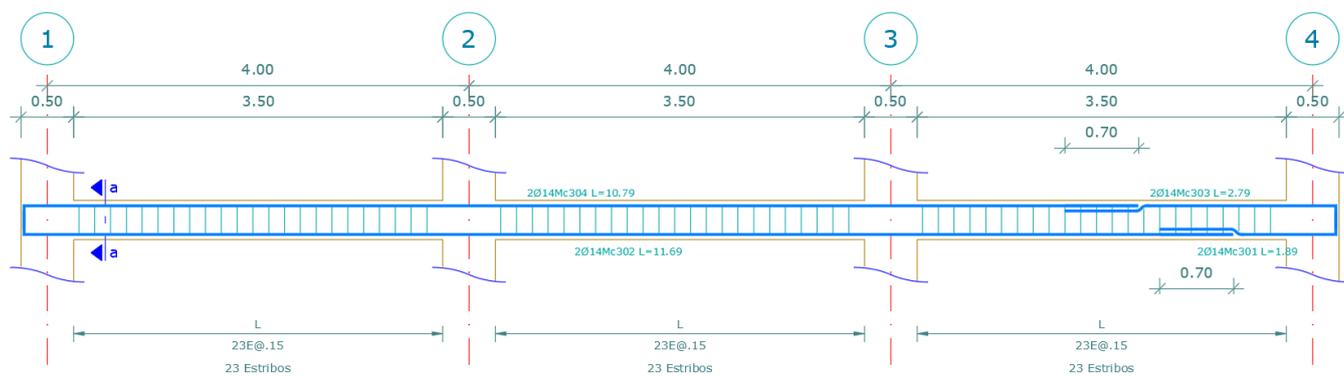
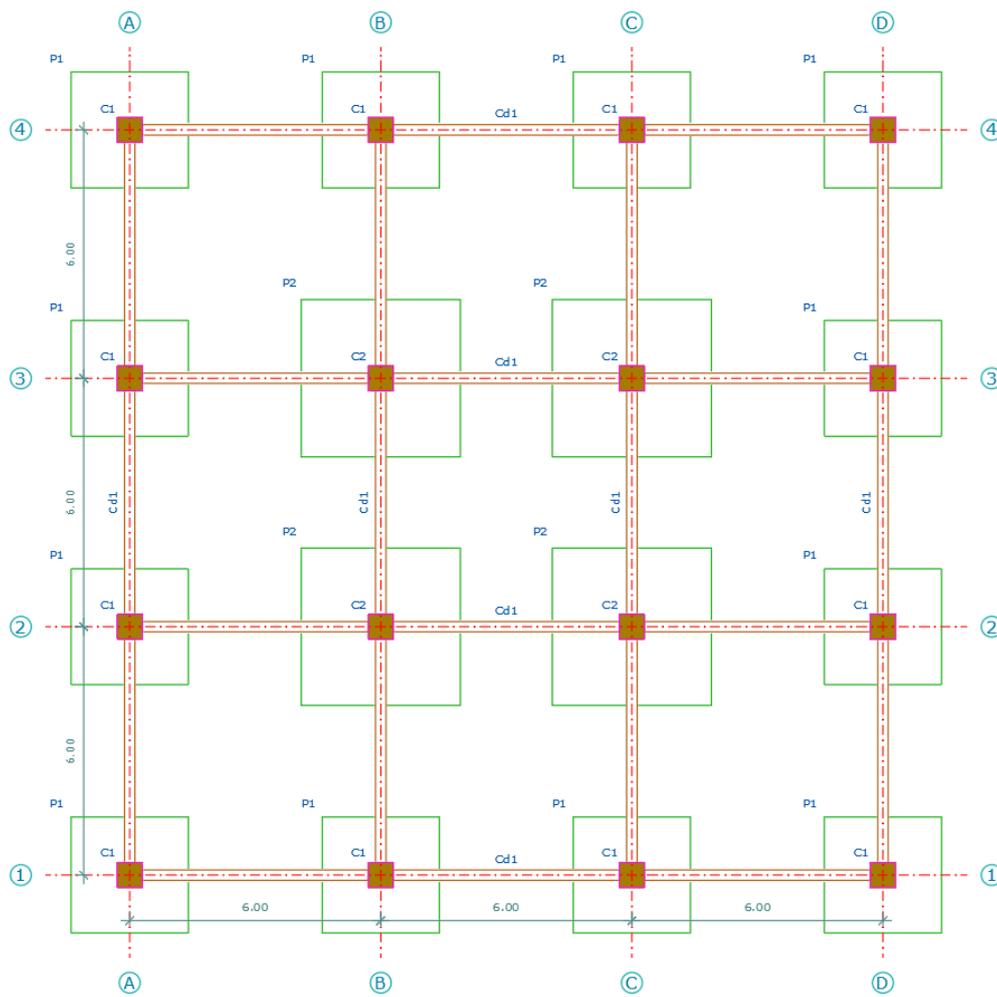


Ilustración 223. Detalle de cadena modelo 3

Fuente. AutoCAD de autoría propia

ANEXO N°4 Planos estructurales modelo 4



PLANTA CIMENTACION N+0.00
Esc _____ 1:50

Ilustración 224. Plintos, cadenas y planta de cimentación modelo 4

Fuente. AutoCAD de autoría propia

CUADRO DE PLINTOS							
TIPO	No.	DIMENSIONES			MARCAS ARMADURA	NIVEL	UBICACIÓN
		A	B	H			
P1	12	2.80	2.80	0.50	18Ø20Mc201 L=2.94 @0.16 18Ø20Mc201 L=2.94 @0.16	Verticales Horizontales	N-1.5 A1, A2, A3, A4, B1, B4, C1, C4, D1, D2, D3, D4
P2	4	3.80	3.80	0.50	24Ø20Mc202 L=3.94 @0.16 24Ø20Mc202 L=3.94 @0.16	Verticales Horizontales	N-1.5 B2, B3, C2, C3

Ilustración 225. Cuadro de plintos modelo 4

Fuente. AutoCAD de autoría propia

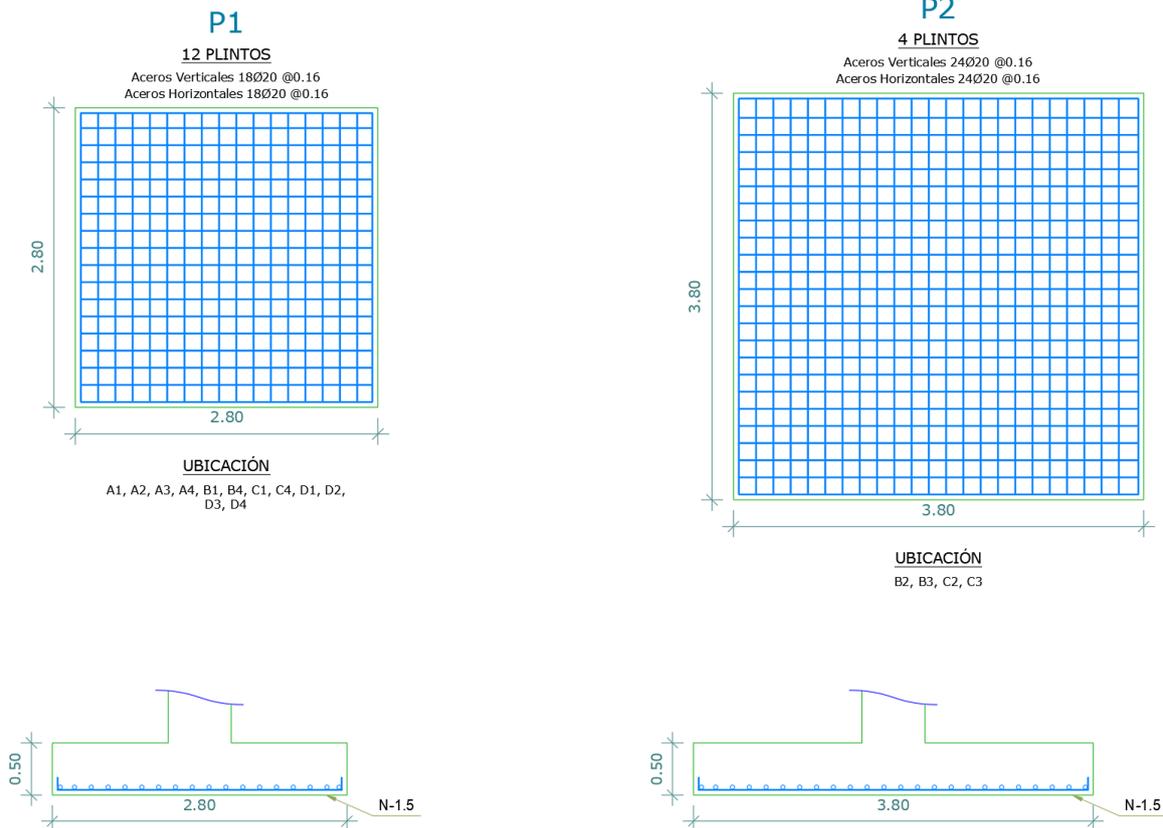
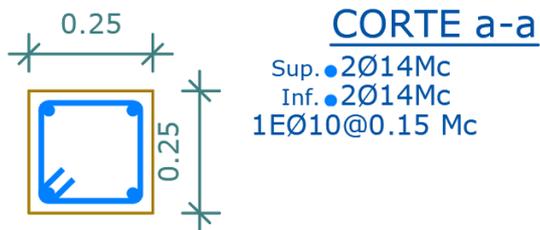


Ilustración 226. Detalle del armado de plintos modelo 4

Fuente. AutoCAD de autoría propia



Nivel N+0.00
 Eje 1 Cd1

108EØ10Mc304
 Total 108 Estribos

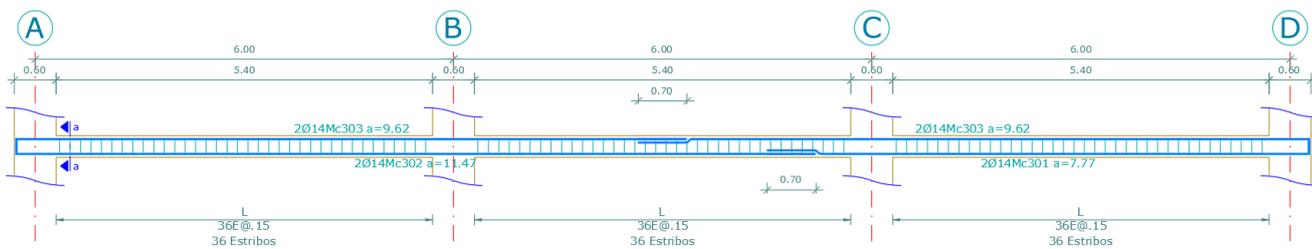


Ilustración 227. Detalle de cadena modelo 4

Fuente. AutoCAD de autoría propia

ANEXO N°5 Planilla de aceros y cantidad de hormigón modelo 1

ANEXO CANTIDADES DE OBRA							
NOMBRE:	DYLAN VITERI				UNIDAD:	m3	
RUBRO:	1						
DESCRIPCION:	Hormigón (Arquetipo 1)						
ESPECIFICACION:							
ELEMENTO	CANTIDAD	LARGO	ANCHO	ALTURA	AREA	VOLUMEN	UBICACIÓN
	u	m	m	m	m2	m3	
Replanteo							
P1	12	2	2	0.075	4	3.6	Plinto
P2	4	2.5	2.5	0.075	6.25	1.875	Plinto
SUBTOTAL						5.475	
Plintos							
P1	12	2	2	0.45	4	21.6	Plinto
P2	4	2.5	2.5	0.45	6.25	11.25	Plinto
SUBTOTAL						32.85	
Cadenas							
Cd1	24	3.45	0.25	0.25	0.8625	5.175	Cadena
Cabezal columna							
Cb1	16	1.05	0.55	0.55	0.5775	5.082	Cabezal columna
TOTAL						48.582	m3
<div style="border: 1px solid black; display: inline-block; padding: 5px;"> Valor a planillar: 48.582 m3 </div>							

PLANILLA DE ACEROS															
Mc	TIPO	φ	No.	DIMENSIONES								Long. Des(m)	Long. Total	Peso Kg	Observaciones
				a	b	c	d	e	f	g					
MARCAS 200 300 400															
MARCA 200															
201	C	16	360	1.9	0.12	0	0	0	0	0	2.14	770.40	1215.7		
202	C	16	144	2.4	0.12	0	0	0	0	0	2.64	380.16	599.9		
													1815.6		
MARCA 300															
301	L	14	240	1.72	0.22	0	0	0	0	0	1.94	465.60	562.4		
302	L	14	240	11.47	0.22	0	0	0	0	0	11.69	2805.60	3389.2		
303	L	14	240	2.59	0.22	0	0	0	0	0	2.81	674.40	814.7		
304	L	14	240	10.6	0.22	0	0	0	0	0	10.82	2596.80	3136.9		
305	O	10	8280	0.2	0.2	0	0	0	0	0.07	0.94	7783.20	4802.2		
													12705.5		
MARCA 400															
401	L	16	32	8.11	0.15	0	0	0	0	0	8.26	264.32	417.1		
402	L	16	32	6.39	0.6	0	0	0	0	0	6.99	223.68	353.0		
403	L	16	32	5.08	0.15	0	0	0	0	0	5.23	167.36	264.1		
404	L	16	32	9.42	0.6	0	0	0	0	0	10.02	320.64	506.0		
405	I	10	1056	0.51	0	0	0	0	0	0.07	0.65	686.40	423.5		
406	O	10	528	0.51	0.27	0	0	0	0	0.07	1.70	897.60	553.8		
407	O	10	528	0.27	0.51	0	0	0	0	0.07	1.70	897.60	553.8		
408	O	10	528	0.51	0.51	0	0	0	0	0.07	2.18	1151.04	710.2		
409	L	16	96	8.09	0.15	0	0	0	0	0	8.24	791.04	1248.3		
410	L	16	96	6.38	0.6	0	0	0	0	0	6.98	670.08	1057.4		
411	L	16	96	5.06	0.15	0	0	0	0	0	5.21	500.16	789.3		
412	L	16	96	9.41	0.6	0	0	0	0	0	10.01	960.96	1516.4		
413	I	10	3168	0.48	0	0	0	0	0	0.07	0.62	1964.16	1211.9		
414	O	10	1584	0.48	0.25	0	0	0	0	0.07	1.60	2534.40	1563.7		
415	O	10	1584	0.26	0.48	0	0	0	0	0.07	1.62	2566.08	1583.3		
416	O	10	1584	0.48	0.48	0	0	0	0	0.07	2.06	3263.04	2013.3		
													14764.9		
RESUMEN MATERIALES															
φ	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	-	-	-	
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313	-	-	-	
L (m)	0.0	20592.5	0.0	6542.4	5048.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-	
PESO (Kg)	0.0	12705.6	0.0	7903.2	7967.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-	
Wtot (Kg) = 28576 HORMIGON f _c = 240 Kg/cm ² ACERO f _y = 4200 Kg/cm ²															

Ilustración 228. Planilla de acero y cantidad de hormigón zapata modelo 1

Fuente. Excel de autoría propia

RESUMEN MATERIALES														
ϕ	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	-	-	-
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313	-	-	-
L (m)	0.0	12182.4	16025.6	9422.4	1481.0	1281.1	3230.2	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-
PESO (Kg)	0.0	7516.5	14230.7	11382.3	2337.1	2559.7		0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-
Wtot (Kg) = 38026 HORMIGON f_c = 240 Kg/cm ² ACERO f_y = 4200 Kg/cm ²														

Ilustración 229. Planilla de acero y cantidad de hormigón zapata modelo 2

Fuente. Excel de autoría propia

ANEXO N°7 Planilla de aceros y cantidad de hormigón modelo 3

ANEXO CANTIDADES DE OBRA										
NOMBRE:	DYLAN VITERI					UNIDAD:	m ³			
RUBRO:	1									
DESCRIPCION:	Homigón (Arquetipo 3)									
ESPECIFICACION:										
ELEMENTO	CANTIDAD	LARGO	ANCHO	ALTURA	AREA	VOLUMEN	UBICACIÓN			
	u	m	m	m	m ²	m ³				
Replanteo										
P1	12	1.8	1.8	0.075	3.24	2.916	Plinto			
P2	4	2.3	2.3	0.075	5.29	1.587	Plinto			
SUBTOTAL						4.503				
Plintos										
P1	12	1.8	1.8	0.4	3.24	15.552	Plinto			
P2	4	2.3	2.3	0.4	5.29	8.464	Plinto			
SUBTOTAL						24.016				
Cadenas										
Cd1	24	3.5	0.25	0.25	0.875	5.25	Cadena			
Perfil										
W12x58	16			1.1	0.010968	0.19	Columna			
Cabezal columna										
Cb1	16	1.1	0.5	0.5	0.55	4.400	Cabezal columna			
TOTAL						37.976 m³				
<table border="1" style="margin: auto;"> <tr> <td style="padding: 5px;">Valor a planillar:</td> <td style="padding: 5px;">37.976</td> <td style="padding: 5px;">m³</td> </tr> </table>								Valor a planillar:	37.976	m ³
Valor a planillar:	37.976	m ³								

PLANILLA DE ACEROS														
Mc	TIPO	ϕ	No.	DIMENSIONES							Long. Des(m)	Long. Total	Peso Kg	Observaciones
				a	b	c	d	e	f	g				
MARCAS 200 300 400														
MARCA 200														
201	C	16	288	1.7	0.12	0	0	0	0	0	1.94	558.72	881.7	
202	C	16	120	2.2	0.12	0	0	0	0	0	2.44	292.80	462.0	
												1343.7		
MARCA 300														
301	L	14	240	1.67	0.22	0	0	0	0	0	1.89	453.60	547.9	
302	L	14	240	11.47	0.22	0	0	0	0	0	11.69	2805.60	3389.2	
303	L	14	240	2.57	0.22	0	0	0	0	0	2.79	669.60	808.9	
304	L	14	240	10.57	0.22	0	0	0	0	0	10.79	2589.60	3128.2	
305	O	10	8280	0.2	0.2	0	0	0	0	0.07	0.94	7783.20	4802.2	
												12676.5		
MARCA 400														
401	L	12	24	7.99	0.15	0	0	0	0	0	8.14	195.36	173.5	
402	L	12	24	6.28	0.6	0	0	0	0	0	6.88	165.12	146.6	
403	L	12	24	4.96	0.15	0	0	0	0	0	5.11	122.64	108.9	
404	L	12	24	9.31	0.6	0	0	0	0	0	9.91	237.84	211.2	
405	O	10	1632	0.43	0.43	0	0	0	0	0.07	1.86	3035.52	1872.9	
406	L	12	8	8	0.15	0	0	0	0	0	8.15	65.20	57.9	
407	L	12	8	6.3	0.6	0	0	0	0	0	6.90	55.20	49.0	
408	L	12	8	4.97	0.15	0	0	0	0	0	5.12	40.96	36.4	
409	L	12	8	9.33	0.6	0	0	0	0	0	9.93	79.44	70.5	
410	O	10	544	0.46	0.46	0	0	0	0	0.07	1.98	1077.12	664.6	
												3391.5		

RESUMEN MATERIALES														
ϕ	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	-	-	-
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313	-	-	-
L (m)	0.0	11895.8	961.8	6518.4	851.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-
PESO (Kg)	0.0	7339.7	854.0	7874.2	1343.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-
Wtot (Kg) = 17412 HORMIGON f'c = 240 Kg/cm2 ACERO fy = 4200 Kg/cm2														

Ilustración 230. Planilla de acero y cantidad de hormigón zapata modelo 3

Fuente. Excel de autoría propia

ANEXO N°8 Planilla de aceros y cantidad de hormigón modelo 4

ANEXO CANTIDADES DE OBRA										
NOMBRE:	DYLAN VITERI					UNIDAD:	m3			
RUBRO:	1									
DESCRIPCION:	Hormigón (Arquetipo 4)									
ESPECIFICACION:										
ELEMENTO	CANTIDAD	LARGO	ANCHO	ALTURA	AREA	VOLUMEN	UBICACIÓN			
	u	m	m	m	m2	m3				
Replantillo										
P1	12	2.8	2.8	0.075	7.84	7.056	Plinto			
P2	4	3.8	3.8	0.075	14.44	4.332	Plinto			
SUBTOTAL						11.388				
Plintos										
P1	12	2.8	2.8	0.5	7.84	47.04	Plinto			
P2	4	3.8	3.8	0.5	14.44	28.88	Plinto			
SUBTOTAL						75.92				
Perfil										
W14x370	16			1	0.070322	1.13	Columna			
Cadenas										
Cd1	24	5.4	0.25	0.25	1.35	8.10	Cadena			
Cabezal columna										
Cb1	16	1	0.6	0.6	0.6	5.760	Cabezal columna			
TOTAL						100.043	m3			
<table border="1" style="margin: auto;"> <tr> <td>Valor a planillar:</td> <td>100.043</td> <td>m3</td> </tr> </table>								Valor a planillar:	100.043	m3
Valor a planillar:	100.043	m3								

PLANILLA DE ACEROS														
Mc	TIPO	ϕ	No.	DIMENSIONES							Long. Des(m)	Long. Total	Peso Kg	Observaciones
				a	b	c	d	e	f	g				
MARCAS 200 300 400														
MARCA 200														
201	C	20	432	2.7	0.12	0	0	0	0	0	2.94	1270.08	3132.0	
202	C	20	192	3.7	0.12	0	0	0	0	0	3.94	756.48	1865.5	
												4997.5		
MARCA 300														
301	L	14	240	7.77	0.22	0	0	0	0	0	7.99	1917.60	2316.5	
302	L	14	240	11.47	0.22	0	0	0	0	0	11.69	2805.60	3389.2	
303	L	14	480	9.62	0.22	0	0	0	0	0	9.84	4723.20	5705.6	
304	O	10	12960	0.2	0.2	0	0	0	0	0.07	0.94	12182.40	7516.5	
												18927.8		
MARCA 400														
401	L	12	24	8.06	0.15	0	0	0	0	0	8.21	197.04	175.0	
402	L	12	32	6.21	0.6	0	0	0	0	0	6.81	217.92	193.5	
403	L	12	24	5.03	0.15	0	0	0	0	0	5.18	124.32	110.4	
404	L	12	32	9.24	0.6	0	0	0	0	0	9.84	314.88	279.6	
405	O	10	1632	0.53	0.53	0	0	0	0	0.07	2.26	3688.32	2275.7	
406	L	12	8	8.08	0.15	0	0	0	0	0	8.23	65.84	58.5	
407	L	12	8	5.05	0.15	0	0	0	0	0	5.20	41.60	36.9	
408	O	10	544	0.55	0.55	0	0	0	0	0.07	2.34	1272.96	785.4	
												3915.0		

RESUMEN MATERIALES														
ϕ	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	-	-	-
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313	-	-	-
L (m)	0.0	17143.7	961.6	9446.4	0.0	0.0	2026.6	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-
PESO (Kg)	0.0	10577.7	853.9	11411.3	0.0	0.0	4997.5	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-
Wtot (Kg) = 27840 HORMIGON f _c = 240 Kg/cm ² ACERO f _y = 4200 Kg/cm ²														

Ilustración 231. Planilla de acero y cantidad de hormigón zapata modelo 4

Fuente. Excel de autoría propia