

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



“INFLUENCIA DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO DE LA MZ “LL”, 1ERA ETAPA, URBANIZACION EL RECREO – TRUJILLO, EN LA ALTURA DE UNA EDIFICACION DE ACERO ESTRUCTURAL”

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

LINEA DE INVESTIGACIÓN: ESTRUCTURAS

AUTORES: Br. ESCALANTE TRUJILLO GERSON ALBERTO

Br. IBAÑEZ QUIÑONES DANIEL OSWALDO

ASESOR : ING. CANCINO RODAS CESAR LEONIDAS

TRUJILLO - PERÚ
2019

TÍTULO:

“INFLUENCIA DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO DE LA MZ “LL”, 1ERA ETAPA, URBANIZACION EL RECREO –TRUJILLO, EN LA ALTURA DE UNA EDIFICACION DE ACERO ESTRUCTURAL”

Br. Escalante Trujillo Gerson Alberto

Br. Ibañez Quiñones Daniel Oswaldo

Ing. Félix Gilberto Pérrigo Sarmiento
CIP 29401

PRESIDENTE

Ing. Juan Manuel Urteaga García
CIP 75985

SECRETARIO

Ing. Rolando Ochoa Zevallos
CIP 9133

VOCAL

Ing. César Leonidas Cancino Rodas
CIP 77103

ASESOR

DEDICATORIA

Dedico esta tesis a Dios por su ayuda y fortaleza en mi vida, a mi familia en especial a mis padres, a mi madre Genoveva por sus consejos brindados y por ser una mujer luchadora; a mi padre Pedro por ser un ejemplo para mí, por su comprensión y apoyo incondicional, a mi hermano Camilo por los gratos momentos que hemos pasado como hermanos y a mi abuelita Felicitas por ser la mujer más trabajadora y bondadosa que he conocido y por jugar un papel muy importante en mi vida.

A los diferentes Ingenieros con los cuales coincidimos en las aulas en mi etapa universitaria, al ingeniero Cesar Cancino por su paciencia y ayuda al momento de hacer las consultas que hicieron posible la realización de esta tesis.

Atte. Gerson Alberto Escalante Trujillo

DEDICATORIA

Dedicado a Dios por la vida y fortalecimiento para culminar esta investigación con éxito y mucho mérito para tener nuevos conocimientos.

Así mismo, dedico esta tesis a mis padres, quienes me apoyaron económicamente y moralmente, me incentivaron a aprender y buscar formas de adquirir nuevos conocimientos. y me educaron desde mi infancia para llegar a ser un buen profesional. A mis hermanas y familiares, quienes me motivaron a seguir adelante y nunca rendirme pese a los problemas que se puedan presentar durante mi carrera profesional.

Atte. Daniel Oswaldo Ibañez Quiñones

AGRADECIMIENTO

Primeramente, agradezco a Dios por ayudarme en todo momento, a mis padres por haber sido una parte fundamental en mi formación y a mi familia en general por todas las cosas buenas que aprendí de ellos, a mis diversos profesores que influyeron en mi formación como estudiante en las aulas.

Atte. Gerson Alberto Escalante Trujillo

Agradezco a Dios, a mis padres por su apoyo incondicional, por ser el motivo de seguir con mi carrera, y por apoyarme siempre en los malos momentos. Agradezco a mis familiares y hermanas ya que me apoyaron siempre motivándome y alentándome a nunca rendirme, a mis maestros quienes me enseñaron y me inculcaron valores para mi desarrollo de mi carrera profesional.

Atte. Daniel Oswaldo Ibañez Quiñones

RESUMEN

La ubicación de la presente investigación, es la urbanización el Recreo manzana LL, 1era etapa, ciudad de Trujillo, la cual cuenta con una capacidad portante de 1.76 kg/cm² (resistencia máxima obtenida y empleada en esta investigación) , la investigación comprende el diseño estructural de varios edificios de acero estructural con un área típica de 630 m² , con diferentes tipos de cimentaciones de acuerdo a la altura variable de dichas edificaciones cuya arquitectura es la misma.

La evaluación de la capacidad portante del suelo se obtendrá de estudios de mecánica de suelos realizados en el lugar de la investigación a diferentes profundidades para el posterior análisis del tipo de cimentación a usar, dentro de los cuales solo se analizarán cimentaciones superficiales.

Así mismo, para rigidizar la estructura de acero estructural se emplearon arrostramientos excéntricos, para cumplir con las derivas máximas permisibles que establece la norma peruana sismo resistente e030.

Para diseñar las cimentaciones superficiales (excluyendo losa de cimentación) se empleó el método rígido convencional analizando excentricidades con el fin de evaluar la existencia de esfuerzos de tracción y compresión. Sin embargo, para el diseño de la losa cimentación hemos recurrido al método rígido convencional modificado, analizando la losa como franjas horizontales y verticales.

ABSTRACT

The location of our research, is located in the urbanization the Recreo apple LL, 1st stage, city of Trujillo, which has a carrying capacity of 1.76 kg / cm² (maximum strength obtained and used in this research), the research includes the structural design of several structural steel buildings with a typical area of 630 m², with different types of foundations according to the variable height of said buildings whose architecture is the same.

The evaluation of the carrying capacity of the soil will be obtained from soil mechanics studies carried out at the research site at different depths for the subsequent analysis of the type of foundation to be used, within which only superficial foundations will be analyzed.

Also, to stiffen the structure of structural steel, eccentric bends were used to comply with the maximum permissible drifts established by the Peruvian earthquake resistant standard e030.

To design the superficial foundations (excluding foundation slab), the conventional rigid method was used, analyzing eccentricities in order to evaluate the existence of tensile and compressive stresses. However, for the design of the foundation slab we have resorted to the modified conventional rigid method, analyzing the slab as horizontal and vertical strips.

CONTENIDO

DEDICATORIA.....	III
AGRADECIMIENTO.....	V
RESUMEN	VI
ABSTRACT	VII
I. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Problema de investigación	1
1.1.1. Realidad Problemática.....	1
1.1.2. Formulación del problema	2
1.2. Objetivos	2
1.2.1. Objetivo General.....	2
1.2.2. Objetivos Específicos	2
1.3. Justificación del estudio	2
II. MARCO DE REFERENCIA	4
2.1. Antecedentes del estudio	4
2.2. Marco teórico	5
2.2.1. Microzonificación Sísmica de Trujillo	5
2.2.2. El acero como material estructural	6
2.2.3. Propiedades mecánicas del acero.....	7
2.2.4. Perfiles estructurales	8
2.2.5. Ventajas y desventajas del acero	10
2.2.6. Elementos estructurales	11
2.2.7. Sistemas estructurales de acero.....	12
2.2.8. Principales requisitos en la estructura de una edificación de acero..	15
2.2.9. Tipos de carga y combinaciones en estructuras de acero.....	16
2.2.10. Cimentaciones.....	18
2.2.11. Tipos de cimentaciones.....	18

2.2.12.	Comportamiento e idealización de la cimentación	20
2.2.13.	Consideraciones para el diseño de cimentaciones	21
2.2.14.	Dimensionamiento de zapatas	21
2.2.15.	Verificación de presiones o reacción amplificada del suelo.....	22
2.2.16.	Esfuerzos en zapatas excéntricas	23
2.2.17.	Capacidad portante	25
2.3.	Marco conceptual	25
2.4.	Sistema de Hipótesis.....	27
2.4.1.	Variables.....	27
2.4.2.	Operacionalización de las variables	27
III.	METODOLOGÍA.....	28
3.1.	Antecedentes del estudio	28
3.2.	Población y muestra de estudio	28
3.2.1.	Población.....	28
3.2.2.	Muestra.....	28
3.3.	Diseño de investigación	28
3.4.	Técnicas e instrumentos de investigación	30
3.5.	Procesamiento y análisis de datos	30
IV.	RESULTADOS	31
4.1.	Elección del tipo de pórtico de acero estructural.....	31
4.2.	Características para la estructuración de los edificios.....	32
4.3.	Predimensionamiento de elementos estructurales.....	34
4.3.1.	Losa Colaborante	34
4.3.2.	Vigas dirección X – X.....	37
4.3.3.	Vigas dirección Y – Y.....	38
4.3.4.	Vigas Secundarias o viguetas de soporte.....	39
4.3.5.	Columnas	40

4.4. Medrado de cargas	43
4.5. Análisis estructural de la Edificación	44
4.5.1. Análisis Estático.....	44
4.5.2. Análisis Dinámico	59
4.6. Diseño de la cimentación	64
4.6.1. Edificación de 5 pisos	65
4.6.2. Edificación de 9 pisos	91
4.6.3. Edificación de 12 pisos	105
4.6.4. Edificación de 15 pisos	132
4.6.5. Edificación de 18 pisos	150
4.7. Análisis e interpretación de resultados.....	168
4.8. Prueba de hipótesis.....	172
V. DISCUSIÓN DE RESULTADOS	173
CONCLUSIONES.....	175
RECOMENDACIONES	178
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	179
ANEXOS	181

INDICE DE TABLAS

Tabla Nº 2. 1. Efecto de los componentes químicos en el acero	7
Tabla Nº 2. 2. Clasificación de los aceros según ASTM.....	9
Tabla Nº 2. 3. Sistema de pórticos	12
Tabla Nº 2. 4. Estimación de peso propio para un primer tanteo	22
Tabla Nº 2. 5. Variable independiente de la investigación.....	27
Tabla Nº 2. 6. Variable dependiente de la investigación	27
Tabla Nº 4. 1. Cuadro comparativo de derivas para sismo dinámico en x de pórticos con arriostramiento excéntrico y pórticos especiales resistentes a momento	32
Tabla Nº 4. 2. Cuadro comparativo de derivas para sismo dinámico en x de pórticos con arriostramiento excéntrico y pórticos especiales resistentes a momento	32
Tabla Nº 4. 3. Sobrecargas admisibles (kg/cm ²) con concreto f'c = 210 kg/cm ² .	35
Tabla Nº 4. 4. Irregularidad de resistencia - pisos débil para edificio de 5 pisos..	47
Tabla Nº 4. 5. Irregularidad extrema de resistencia piso débil para edificio de 5 pisos.....	48
Tabla Nº 4. 6. Irregularidad de masa para edificio de 5 pisos	48
Tabla Nº 4. 7. Irregularidad torsional para edificio de 5 pisos	49
Tabla Nº 4. 8. Irregularidad torsional extrema para edificio 5 pisos	50
Tabla Nº 4. 9. Irregularidad torsional Sismo X 9 pisos	51
Tabla Nº 4. 10. Condición Irregularidad torsional Sismo y 9 pisos	52
Tabla Nº 4. 11. Irregularidad torsional sismo Y 9 pisos	52
Tabla Nº 4. 12. Irregularidad torsional Edificación 12 pisos	53
Tabla Nº 4. 13. Irregularidad torsional extrema Edificio 12 pisos	55
Tabla Nº 4. 14. Irregularidad torsional Sismo X 15 pisos	57
Tabla Nº 4. 15. Irregularidad torsional Sismo Y 15 pisos	58
Tabla Nº 4. 16. Irregularidad torsional Sismo X 18 pisos	58
Tabla Nº 4. 17. Irregularidad torsional Sismo Y 18 pisos	59
Tabla Nº 4. 18. Control de derivas Sismo X Edificio 5 pisos	60
Tabla Nº 4. 19. Control de derivas Sismo Y Edificio 5 pisos	61
Tabla Nº 4. 20. Control de derivas Sismo X Edificio 9 pisos	61
Tabla Nº 4. 21. Control de derivas Sismo Y Edificio 12 pisos	61

Tabla N° 4. 22. Control de derivas Sismo X Edificio 15 pisos	62
Tabla N° 4. 23. Control de derivas Sismo Y Edificio 15 Pisos	62
Tabla N° 4. 24. Control de derivas Sismo X Edificio 18 Pisos	63
Tabla N° 4. 25. Control de derivas Sismo Y Edificio 18 Pisos	63
Tabla N° 4. 26. Escalamiento fuerzas edificio 5 pisos	64
Tabla N° 4. 27. Resultados obtenidos por envolvente columna central más solicitada 5 pisos	65
Tabla N° 4. 28. Resultados análisis estructural columna central más solicitada 5 pisos	67
Tabla N° 4. 29. Resultado análisis estructural columna excéntrica más solicitada edificio 5 pisos.....	78
Tabla N° 4. 30. Resultado envolvente columna excéntrica más solicitada 5 pisos	78
Tabla N° 4. 31. Resultados análisis estructural columna central más solicitada edificio 9 pisos.....	91
Tabla N° 4. 32. Resultado análisis estructural columna excéntrica más solicitada edificio 9 pisos.....	97
Tabla N° 4. 33. Resultado análisis estructural columnas excéntricas más solicitadas 12 pisos	105
Tabla N° 4. 34. Resultados de cargas y momentos en los apoyos por envolvente	113
Tabla N° 4. 35. Tipos de pernos de anclaje.....	117
Tabla N° 4. 36. Valores para Ld, lm, mv, mt.....	117
Tabla N° 4. 37. Cargas y momentos en las dos direcciones "X" e "Y" para cargas de gravedad	120
Tabla N° 4. 38. Momentos en las dos direcciones "X" e "Y" para cargas de sismo en X.....	121
Tabla N° 4. 39. Momentos en las direcciones "X" e "Y" para cargas de sismo en Y	122
Tabla N° 4. 40. Datos Obtenidos del programa Etabs.....	132
Tabla N° 4. 41. Tipos de pernos de anclaje.....	135
Tabla N° 4. 42. Valores para Ld, lm, mv, mt.....	136
Tabla N° 4. 43. Cargas y momentos en las direcciones X e Y para cargas de gravedad	138
Tabla N° 4. 44. Momentos en las direcciones X e Y para cargas de sismo en X	139

Tabla N° 4. 45. Momentos en las direcciones X e Y para cargas de sismo en Y	140
Tabla N° 4. 46. Resultados obtenidos de análisis estructural por envolvente de cargas	150
Tabla N° 4. 47. Tipos de pernos de anclaje.....	153
Tabla N° 4. 48. Valores para Ld, fm, mv, mt.....	154
Tabla N° 4. 49. Cargas y momentos en las direcciones X e Y para cargas de gravedad	156
Tabla N° 4. 50. Momentos en las direcciones X e Y para cargas de Sismo en X	158
Tabla N° 4. 51. Momentos en las direcciones X e Y para cargas de Sismo en Y	159
Tabla N° 4. 52. Presiones actuantes para cargas de servicio en los edificios propuestos.....	172
Tabla N° 4. 53. Resultados obtenidos para el diseño de la cimentación de los edificios propuestos	173
Tabla N° 4. 54. Cargas y momentos por sismo en los edificios de 5 y 9 pisos ...	173
Tabla N° 4. 55. Excentricidad obtenida en las cimentación para los edificios propuestos.....	174

INDICE DE FIGURAS

Figura N° 2. 1. Curva esfuerzo - deformación del acero.....	8
Figura N° 2. 2. Perfiles laminados	9
Figura N° 2. 3. Perfiles plegados.....	10
Figura N° 2. 4. Elementos estructurales	11
Figura N° 2. 5. Marcos de acero.....	12
Figura N° 2. 6. Marcos resistentes a momentos.....	13
Figura N° 2. 7. Marcos con arriostramiento concéntrico.....	14
Figura N° 2. 8. Marcos con arriostramiento excéntrico.....	15
Figura N° 2. 9. Tipos de cimentación superficiales.....	19
Figura N° 2. 10. Losa de cimentación.....	20
Figura N° 2. 11. Comportamiento real y equivalente de una cimentación	21
Figura N° 2. 12. Distribución lineal de presiones cuando $e < L/6$	23
Figura N° 2. 13. Distribución triangular de presiones	24
Figura N° 2. 14. Distribución rectangular de presiones	24
Figura N° 2. 15. Modos de falla por capacidad portante.....	25
Figura N° 4. 1. Estructura - planta típica.....	34
Figura N° 4. 2. Ficha técnica placa colaborante AD - 600.....	36
Figura N° 4. 3. Patrones de carga etabs	45
Figura N° 4. 4. Asignación de pesos sísmicos	45
Figura N° 4. 5. Espectro de respuesta Trujillo	60
Figura N° 4. 6. Identificación cortante por flexión	73
Figura N° 4. 7. Identificación cortante por punzonamiento	74
Figura N° 4.8. Identificación sección crítica x flexión.....	76
Figura N° 4.9. Identificación sección crítica Y flexión	76
Figura N° 4. 10. Identificación de excentricidad física columna excéntrica	80
Figura N° 4. 11. Idealización de zapata conectada para dos columnas	109
Figura N° 4. 12. Representación de esfuerzos del terreno en una franja	111
Figura N° 4. 13. Detalle de la losa de cimentación.....	111
Figura N° 4. 14. Franjas de losa en la dirección X	112
Figura N° 4. 15. Franjas de losa en la dirección Y	112
Figura N° 4. 16. Estructuración edificio 12 pisos en programa etabs	113
Figura N° 4. 17. Detalle placa base y pernos de anclaje	115

Figura N° 4. 18. Detalle dimensiones placa base y pedestal.....	123
Figura N° 4. 19. Representación cargas actuantes en franja 1	124
Figura N° 4. 20. Diagrama de fuerza cortante - franja 1	125
Figura N° 4. 21. Diagrama de Momento Flector Franja 1	126
Figura N° 4. 22. Representación de las cargas actuantes sobre la franja 8	127
Figura N° 4. 23. Diagrama de fuerza cortante franja 8	128
Figura N° 4. 24. Diagrama de momento flector franja 8	129
Figura N° 4. 25. Distribución de acero edificio 12 pisos	131
Figura N° 4. 26. Detalle losa de cimentación edificio 12 pisos	131
Figura N° 4. 27. Detalle de placa base y pernos de anclaje	134
Figura N° 4. 28. Detalle de placa base	142
Figura N° 4. 29. Representación de las cargas actuantes sobre la franja n°1....	143
Figura N° 4. 30. Diagrama de fuerza cortante para la franja n° 1.....	143
Figura N° 4. 31. Diagrama de momento flector para la franja n° 1	144
Figura N° 4. 32. Representación de las cargas actuantes sobre la franja n° 8... 145	
Figura N° 4. 33. Diagrama de fuerza cortante para la franja n°8.....	146
Figura N° 4. 34. Diagrama de momento flector para la franja n°8.....	146
Figura N° 4. 35. Distribución de acero en losa de cimentación para edificio de 15 pisos.....	148
Figura N° 4. 36. Detalle de la losa de cimentación para edificio de 15 pisos	149
Figura N° 4. 37. Detalle de placa base y pernos de anclaje	152
Figura N° 4. 38. Detalle de placa base	160
Figura N° 4. 39. Representación de las cargas actuantes sobre la franja n° 1... 161	
Figura N° 4. 40. Diagrama de fuerza cortante para la franja n°1	161
Figura N° 4. 41. Diagrama de momento flector para la franja n°1	162
Figura N° 4. 42. Representación de las cargas actuantes sobre la franja n°8.... 164	
Figura N° 4. 43. Diagrama de fuerza cortante para franja n°8.....	164
Figura N° 4. 44. Diagrama de momento flector franja n°8.....	165
Figura N° 4. 45. Distribución de acero en losa de cimentación para el edificio de 18 pisos.....	166
Figura N° 4. 46. Detalle de la losa de cimentación para el edificio de 18 pisos.. 167	
Figura N° 4. 47. Gráfico esfuerzos vs número de pisos para estado de cargas de gravedad	168

Figura N° 4. 48. Gráfico esfuerzos vs número de pisos para estado de cargas de gravedad + sismo x	169
Figura N° 4. 49. Gráfico esfuerzos vs número de pisos para estado de cargas de gravedad + sismo x	169
Figura N° 4. 50. Gráfico momentos últimos vs número de pisos.....	170
Figura N° 4. 51. Gráfico momento último vs número de pisos en losas de cimentación	171
Figura N° 4. 52. Gráfico cortante vs número de pisos	171

I. INTRODUCCIÓN

1.1. Problema de investigación

1.1.1. Realidad Problemática

En la actualidad hay más ciudades sobrepobladas y como consecuencia de ello, espacios más reducidos para vivir es por eso que se construyen edificaciones cada vez más altas. Así lo demuestran algunos estudios.

En el Perú, Se han construido edificios de concreto reforzado de más de 20 niveles siendo el más alto La Torre Rímac, ubicada en la zona financiera de San Isidro, con 208 metros de alto y unos 38 pisos (y otros ocho de estacionamientos subterráneos), el edificio Rímac proyecta ser el rascacielos más alto en el Perú (Gestión, 2016).

Además, “En la ciudad de Trujillo ubicado en el Norte del Perú, que cuenta con 123 urbanizaciones, el rango encontrado de capacidad admisible del suelo varía entre 0.794 kg/cm² a 1.328 kg/cm²” (Lujan, 2011, pág. 13). Según estos datos la cantidad máxima de pisos que soportaría el suelo de Trujillo sería de aproximadamente 10 pisos, usando un sistema estructural convencional, sin embargo, conociendo estas limitaciones se han construido edificaciones de más de 10 pisos.

(McCormac, 2011), establece que “En edificios de 4 a 20 niveles, el concreto reforzado y el acero estructural son económicamente competitivos, pero para edificios de más de 20 niveles se prefiere el acero estructural” (pág. 6). Esto sirve como referencia para verificar si lo citado se puede cumplir en una zona o lugar determinado, puesto que la capacidad portante del suelo puede no ser la misma en diferentes países del mundo.

Por otro lado, la Ingeniería actualmente nos ofrece como alternativa de solución un sistema estructural más liviano que el sistema estructural convencional, como es el Acero estructural; esto sería una manera más adecuada de diseñar edificios más altos teniendo en cuenta la limitación de la baja capacidad admisible del suelo que presenta la ciudad de Trujillo.

Por tal motivo, se proyecta evaluar la influencia de la capacidad portante del suelo de la ciudad de Trujillo en la construcción de edificios altos de acero estructural a partir de un diseño arquitectónico y con tres alturas variables

(niveles variables) propuestos, analizando el control de derivas y evaluando la rigidez y resistencia de los elementos estructurales, se analizará la viabilidad de este proyecto para convertirse en una alternativa para construir edificios altos.

1.1.2. Formulación del problema

¿Cómo influye la capacidad portante del suelo de la Mz “¿LL”, 1era Etapa, Urbanización el Recreo-Trujillo, en la altura de una edificación de acero estructural?

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

Evaluar la influencia de la capacidad portante del suelo de la Mz “LL”, 1era Etapa, Urbanización el Recreo-Trujillo, en la altura de una edificación de acero estructural.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Efectuar la estructuración sismo resistente.
- Calcular solicitaciones de diseño de la cimentación
- Establecer el tipo de cimentación superficial que resulte más apropiado de acuerdo al número de pisos propuestos y la capacidad portante del suelo de cimentación.

1.3. Justificación del estudio

La ciudad de Trujillo en los últimos años ha venido experimentando un considerable desarrollo urbanístico, incrementando en el número de edificios de gran altura, sin embargo, los materiales convencionales como es el concreto no es conveniente para la construcción edificios de gran altura por su elevado peso pudiendo hacer más riesgosa la construcción de este tipo de edificios con este material, esto debido a la baja capacidad portante que posee la ciudad de Trujillo. El acero estructural es más adecuado para

construir edificios de gran altura debido a que es más liviano, tiene una buena resistencia, entre otras propiedades convenientes.

En consecuencia, la presente investigación se justifica en el análisis y diseño de cuatro edificaciones de acero estructural de diferentes alturas que se ubicará en la Mz "LL" , 1era Etapa , Urbanización el Recreo-Trujillo, y servirá como referencia para futuras investigaciones realizadas con este material.

II. MARCO DE REFERENCIA

2.1. Antecedentes del estudio

García 2016. Diseño de un Edificio Multifamiliar de Cuatro Pisos en Estructura de Acero y entrepisos de Concreto. Se propuso realizar un diseño estructural de un edificio hecho de acero estructural ubicado en Lima, la capacidad portante del suelo fue de 4 cm²/kg y a una profundidad de 1.8 metros. La metodología usada fue después de analizar la arquitectura para contrarrestar la fuerza sísmica se adiciono arriostres concéntricos los cuales absorberán la fuerza producida por el sismo. El modelo diseñado se basó en columnas, vigas y elementos de acero estructural, se complementó con losas aligerada FIRTH.

Tapia 2014. Diseño Sismo resistente de una Edificación de Estructura Metálica de 4 pisos para uso Comercial. Se propuso determinar cuáles eran las ventajas de un diseño de una edificación de Estructura Metálica, sobre las edificaciones tradicionales en la ciudad de Huancayo , se usó como referencia la Publicación Seismic Provisions for Structural Steel Buildings , preparada por el American Institute , donde se estudia el comportamiento estructural de las secciones de acero, las conclusiones que llego esta investigación fue que ambos sistemas estructurales tienen características funcionales similares, sin embargo el Acero es menos económico en el tema de materiales pero más económico en el tema de mano de obra.

Pazmiño 2016. Diseño Comparativo para Edificios en Estructura de Acero con Diversos Tipos de Arrostramiento Lateral: Casos de muros de Corte. En esta tesis se propuso generar un documento con el análisis estructural estático y un análisis no Lineal PUSHOVER de cuatro edificaciones , las estructuras analizadas están conformadas por pórticos de acero estructural resistentes a momentos , al final se realizó un presupuesto por metro cuadrado de las cuatro estructuras, el principal aporte de esta investigación fue determinar que el análisis PUSHOVER-No Lineal es más recomendado usarlo en proyectos de Gestión de Riesgo de estructuras existentes.

Tong 2014. Factibilidad del Uso de Estructuras Metálicas en el Diseño de Viviendas Multifamiliares , en esta tesis se propuso dos diseños de un mismo edificio multifamiliar , uno de Concreto y el otro de Acero de los cuales se obtuvo los costos y cronograma a su vez se hizo un recuento de las ventajas y beneficios del uso de acero , para lo cual se realizó la siguiente metodología , para ambos diseños se hizo dos pasos : Estructuración y Desarrollo del diseño de las secciones así como también un análisis comparativo ,el principal aporte de esta investigación fue elaborar un cuadro comparativo con 30 ventajas y desventajas de estos dos sistemas estructurales , los resultados de esta tesis fueron el precio del Acero es mayor con respecto al concreto , la ventaja de uso del Acero radica en que es menor el tiempo de construcción , no contamina el medio ambiente al ser un material reciclable a diferencia del concreto que no vuelve a tomar sus características iniciales.

Aguilar,2015. Estudio Comparativo de Edificios de Acero de gran Altura con Diagonales Excéntricas, Concéntricas y Diagonales con Amortiguadores en la ciudad de Quito. En esta investigación tuvo como principal objetivo hacer un estudio comparativo de diferentes sistemas de disipación de energía: diagonales excéntricas, concéntricas y diagonales con amortiguadores en la ciudad de Quito el principal aporte de esta investigación fue elaborar un marco teórico que abordo los diferentes sistemas de disipación de energía en edificios hechos con acero estructural , y el paso a paso de como modelar una edificación en acero usando el programa Etabs , los resultados de esta investigación el sistema de arrostramiento con amortiguadores fue el que tuvo un mejor desempeño durante un sismo , disminuyendo hasta en un 40% las derivas de piso en comparación con los demás sistemas de disipación.

2.2. Marco teórico

2.2.1. Microzonificación Sísmica de Trujillo

Representa un informe que emana gran cantidad de información respecto a: clasificación de suelos, interacción suelo estructura, el riesgo sísmico que posee cada tipo de suelo, evaluar la vulnerabilidad sísmica de las estructuras

que se construyen en una ciudad, etc. Al contar con estos datos se puede evaluar el riesgo sísmico en zonas urbanas.

La ciudad de Trujillo está compuesta en su mayoría por arenas pobremente graduadas de grano fino a medio , que varían en compacidad y resistencia los últimos estudios referentes a la microzonificación de Trujillo han determinado la existencia de 4 tipos de zonas geotécnicas, entre los principales estudios realizados a la geología del Distrito de Trujillo destacan los trabajos hechos por el Ingeniero Enrique Lujan Silva en su trabajo “Microzonificación Geotécnica del distrito de Trujillo” , a continuación se expone las conclusiones de su trabajo:

Zona I

Está compuesta por una capa de 30 cm, se caracteriza por tener en su mayoría arena pobremente graduada, la capacidad admisible del suelo esta en el rango de 0.914 a 1.099 kg/cm² para un Df = 0.90 m.

Zona II

Está compuesta en su mayoría por una capa de grava pobremente graduada de capacidad media a compacta, la capacidad admisible esta en el rango de 1.10 a 1.38 kg/cm² para un Df= 1.00 m

Zona III

Esta capa de terreno en su mayoría está compuesta de arena arcillosa de regular humedad, la capacidad admisible para esta zona es de 1.039 a 1.232 kg/cm² para un Df =0.90.

Zona IV

Esta zona presenta una capa superficial de 0.30 m de espesor, está compuesta en su mayoría de arena pobremente graduada (SP) de compacidad media alta, la capacidad portante del suelo para esta zona está en el rango de 0.939 a 1.129 kg/cm² para un Df =0.90.

2.2.2. El acero como material estructural

El acero está compuesto en su mayoría por los siguientes componentes que son en su mayoría el hierro y el carbono, el acero es usado ampliamente en el sector de la construcción al ser un material liviano, entre sus principales usos destacan: Edificios de gran altura, Edificios industriales, puentes, etc.

Tabla N° 2. 1. Efecto de los componentes químicos en el acero

Elemento	Efecto
COBRE	Mejora resistencia a corrosión atmosférica.
MANGANESO	Desoxidante, neutraliza azufre, facilitando trabajo en caliente. Mejora la resistencia
SILICIO	Se emplea como desoxidante y actúa como endurecedor en el acero de aleación.
FOSFORO Y AZUFRE	Perjudican la tenacidad del acero

Fuente: Alacero 2006

El acero es uno de los materiales de fabricación y construcción más versátil, mas adaptable y más ampliamente usado. El acero dependiendo de su uso son sometidos a diferentes tipos de tratamientos para obtener el producto final entre los que destacan:

- Laminado en Frio y en caliente
- La extrusión
- Plegado
- Cizallado
- El plegado

2.2.3. Propiedades mecánicas del acero

Las propiedades mecánicas del Acero son ampliamente conocidas a continuación se enumeran las más importantes:

Peso específico (γ) = 7850 kg/cm³

Módulo de elasticidad longitudinal (E) = 2.1x 10⁶ kg/cm²

Coefficiente de Poisson = 0.3 (rango elástico)

0.5 (rango plástico)

Coefficiente de Dilatación Térmica α = 11.7 x 10⁻⁵ /°C

Para estimar las deformaciones que se originan al someter algún espécimen a cargas axiales se calcularan con las siguientes formulas.

$$F = \frac{P}{A} \qquad \varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

F = esfuerzo de tensión axial

A = área de sección transversal

ε = deformación unitaria axial

L = longitud de espécimen

ΔL = cambio de longitud

En la figura se puede apreciar que cuando un espécimen es sometido a cargas de compresión, se dice que si el esfuerzo y la deformación es lineal hasta llegar al punto conocido como límite proporcional, este material está regido por la ley de Hooke.

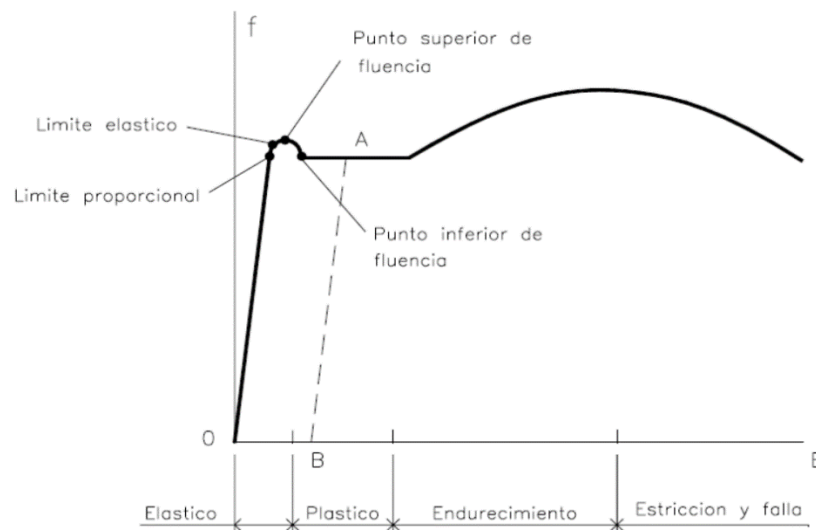


Figura Nº 2. 1. Curva esfuerzo - deformación del acero

Fuente: Alacero

2.2.4. Perfiles estructurales

Los perfiles estructurales se clasifican en laminados o compuestos, los perfiles laminados son más económicos en relación a los perfiles compuestos. Los perfiles laminados son los más usados entre los que destacan Los perfiles americanos ASTM y Los perfiles europeos (DIN), para este caso en estudio se usaran los Perfiles Americanos ASTM.

Tabla N° 2. 2. Clasificación de los aceros según ASTM

Clasificación de los aceros, según ASTM	Límite elástico		Tensión de rotura	
	Ksi	MPa	Ksi	Mpa
ASTM A36	36	250	58-80	400-550
ASTM A53 Grado B	35	240	>60	>415
ASTM A106 Grado B	35	240	>60	>415
ASTM A131 Gr A, B, CS, D, DS, E	34	235	58-71	400-490
ASTM A139 Grado B	35	240	>60	>415
ASTM A381 Grado Y35	35	240	>60	>415
ASTM A500 Grado A	33	228	>45	>310
Grado B	42	290	>58	>400
ASTM A501	36	250	>58	>400
ASTM A516 Grado 55	30	205	55-75	380-515
Grado 60	32	220	60-80	415-550
ASTM A524 Grado I	35	240	60-85	415-586
Grado II	30	205	55-80	380-550
ASTM A529	42	290	60-85	415-550
ASTM A570 Grado 30	30	205	>49	>340
Grado 33	33	230	>52	>360
Grado 36	36	250	>53	>365
Grado 40	40	275	>55	>380
Grado 45	45	310	>60	>415
Grado 50	50	345	>65	>450
ASTM A709 Grado 36	36	250	58-80	400-550
API 5L Grado B	35	240	60	415
Grado X42	42	290	60	415

Fuente: AISC Section Tables

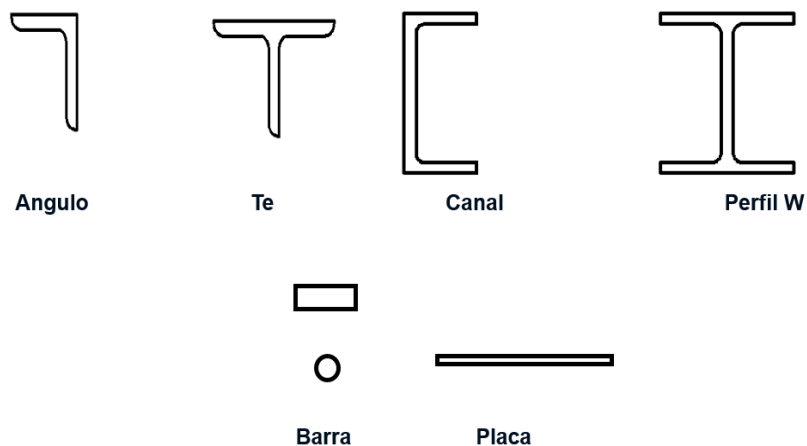


Figura N° 2. 2. Perfiles laminados

Fuente: Alacero

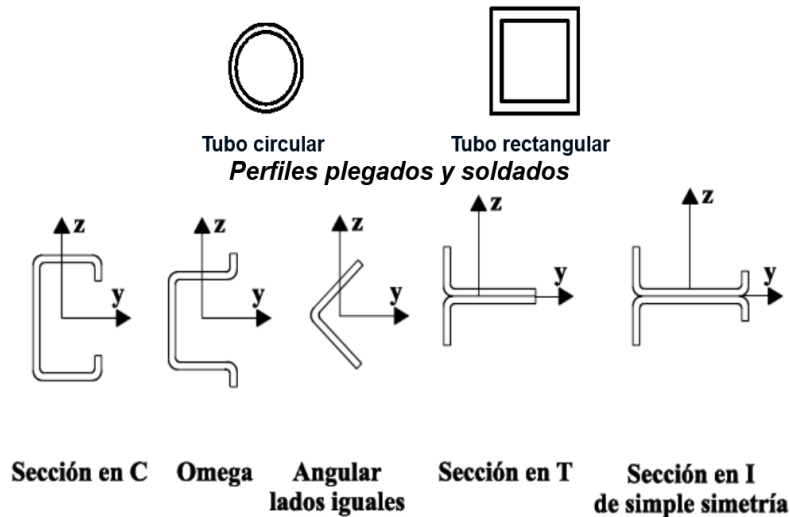


Figura N° 2. 3. Perfiles plegados

Fuente Alacero

2.2.5. Ventajas y desventajas del acero

2.2.5.1. Ventajas

- **Buena Ductilidad:** el acero es un material que puede soportar grandes deformaciones sin fallar ante altos esfuerzos de tensión.
- **Tenacidad:** el acero puede absorber grandes cantidades de energía, gracias a su resistencia y ductilidad que poseen.
- **Alta resistencia:** la alta resistencia del acero por unidad de peso implica que los pesos de las cargas muertas serán menores.
- **Durabilidad:** la estructura de acero con un buen mantenimiento tiene una vida útil indefinida.
- **Uniformidad:** a diferencia del concreto armado, las propiedades del acero estructural no cambian con el tiempo.

2.2.5.2. Desventajas

- **Costo de mantenimiento:** la mayoría de acero se corroe cuando están expuestos al aire libre, por siguiente deben recibir mantenimiento periódicamente.

- **Costo de protección contra incendio:** la resistencia del acero se reduce ante la presencia de un incendio, por consiguiente, debe ser recubierto con químicos que lo protejan en caso de incendio

2.2.6. Elementos estructurales

Según (Vinnakota, 2006) las estructuras de acero están compuestas de diferentes elementos que pueden ser columnas, vigas, traveses.

- **Vigas:** Son elementos horizontales que soportan cargas en sentido transversal, según las solicitaciones que reciban desarrollan los siguientes esfuerzos: cortantes, momentos flectores y torsiones
- **Columnas:** son elementos que están sometidos a compresión axial.
- **Placas de Anclaje:** Son elementos que tienen como función servir de unión entre las columnas y la cimentación, transmitirá uniformemente los esfuerzos de la superestructura a la cimentación.
- **Arriostramiento:** Son elementos sirven para aportar rigidez a la estructura disminuyendo los posibles desplazamientos que se puedan originar en un sismo.

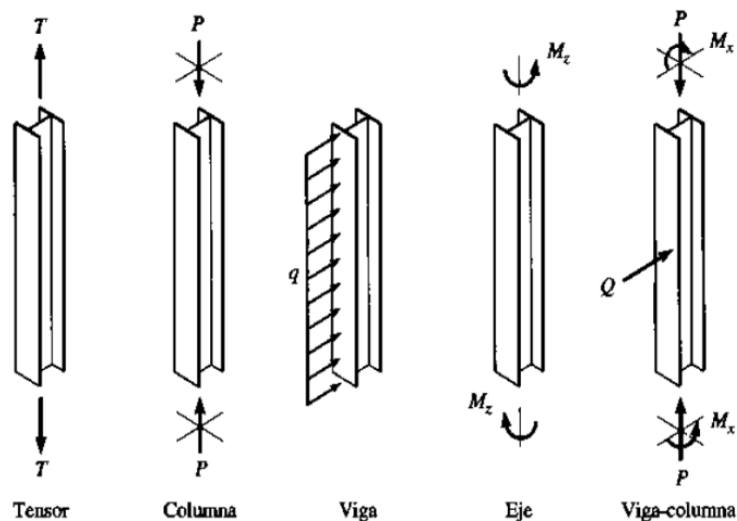


Figura N° 2. 4. Elementos estructurales

Fuente: Vinnakota 2006

2.2.7. Sistemas estructurales de acero

2.2.7.1. Marcos Estructurales

Los Marcos son sistemas que pueden estar compuestos de Losa, Trabe y Columna, estos sistemas surgen como alternativa a los sistemas convencionales de construcción, como el concreto armado, estos elementos ayudan a resistir las cargas laterales y verticales de la estructura, las conexiones de los marcos pueden ser rígidos, pudiendo girar y trasladar, son conocidos como conexiones resistentes a momento. Las conexiones semirrígidas, son más fáciles y económicas que las anteriores, pero su uso está limitado para edificios de poca altura, por la poca rigidez que ofrecen.

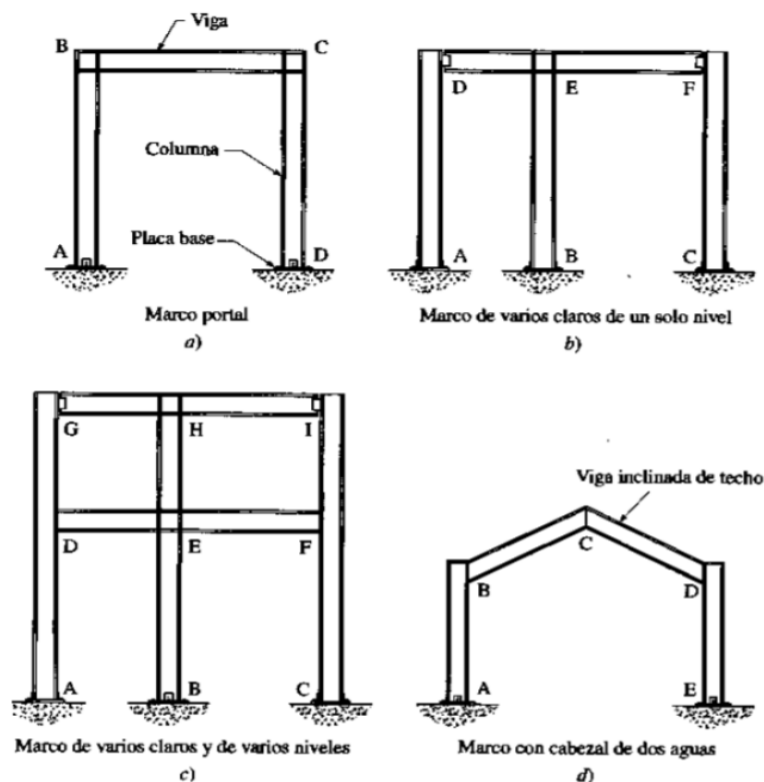


Figura N° 2. 5. Marcos de acero

Fuente: Vinnakota 2006

Tabla N° 2. 3. Sistema de pórticos

SISTEMA DE PORTICOS A MOMENTO	Pórticos no Arriostrados ordinarios OBF
	Pórticos no Arriostrados intermedios IMF

	Pórticos no Arriostrados especiales , SMF
	Pórticos no arriostrados especiales con vigas reticulares STMF
	Sistemas de columnas ordinarias en voladizo, OCCS
	Sistemas de columnas especiales en voladizo , SCCS
SISTEMAS DE PORTICOS ARRIOSTRADOS Y MUROS DE CORTE	Pórticos ordinarios arriostrados concéntricamente, OCBF
	Pórticos especiales arriostrados excéntricamente , EBF
	Pórticos con riostras de pandeo restringido , BRBF
	Muros de corte especiales con placas de Acero , SPSW

Fuente. Crisafully 2014

2.2.7.2. Marcos Resistentes a momento

Estos sistemas se caracterizan por resistir fuerzas laterales y verticales por flexión y cortante está integrado por columnas, vigas y conexiones rígidas, este sistema estructural aporta poca rigidez elástica a la estructura total.

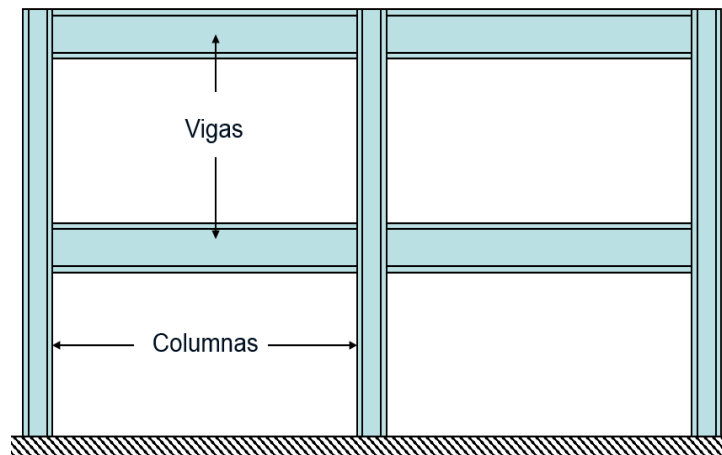


Figura N° 2. 6. Marcos resistentes a momentos

Fuente: Alacero 2006

2.2.7.3. Marcos Arriostrados Concéntricamente

Este sistema se caracteriza por estar formado por vigas columnas y arriostramiento, formando en conjunto una armadura que soportara fuerzas laterales producidas por el sismo, este sistema puede tener cedencia en tracción, y además surgir el pandeo, aporta una alta rigidez a la estructura, la desventaja de este sistema poca capacidad para disipar energía y la escasa versatilidad arquitectónica que ofrece a la estructura.

El diseño de este sistema estructural, se hace con la finalidad de que el comportamiento inelástico solo se presente en los arriostramiento de esta manera serán los elementos fusibles de la estructura.

Durante el sismo las vigas y columnas deberán permanecer en el rango elástico, las conexiones del arriostramiento se deben diseñar para soportar futuras rotaciones originadas por el pandeo del arriostramiento, se espera la rotación inelástica de la conexión de arriostramiento con la columna.

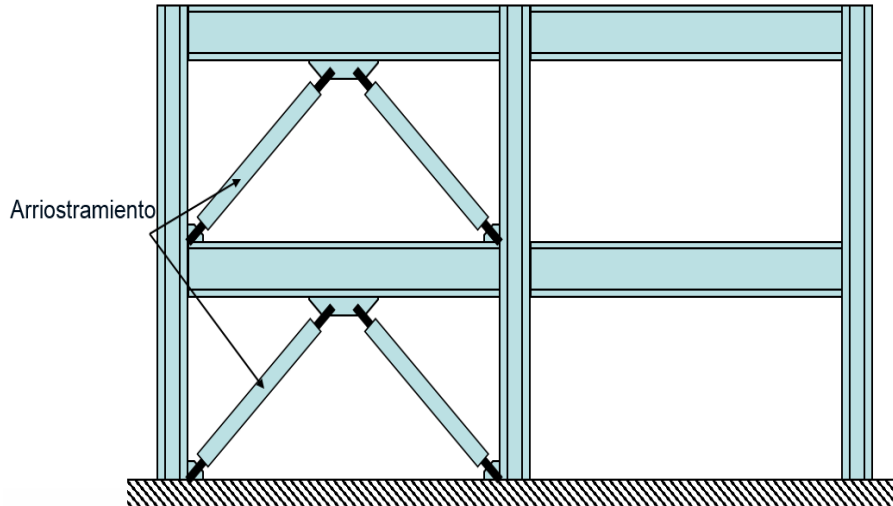


Figura N° 2. 7. Marcos con arriostramiento concéntrico

Fuente: Alacero 2006

2.2.7.4. Marcos Arriostrados Excéntricamente

Este sistema se caracteriza por estar formado por columnas, vigas y arriostramiento, además en el extremo de cada arriostramiento está conectado a una porción de viga, denominado viga link(eslabón).

Este sistema estructural de acero es diseñado para que la viga link se mantenga en el rango inelástico, pudiendo desarrollar rotulas plásticas en la parte inicial y final de la viga link este sistema además provee una elevada ductilidad y rigidez elástica a la estructura. La viga link al desarrollar un comportamiento inelástico serán los miembros fusibles de la estructura, a su vez la viga link puede fallar por corte, flexión o ambas corte y flexión, según investigaciones es preferible que falle por corte para desarrollar un comportamiento inelástico.

Las porciones de viga que se encuentran fuera de la viga link, reciben el nombre de vigas colectoras, la viga link deberá ir acompañada por rigidizadores en el alma completa en ambas caras para asegurar la rigidez de la viga.

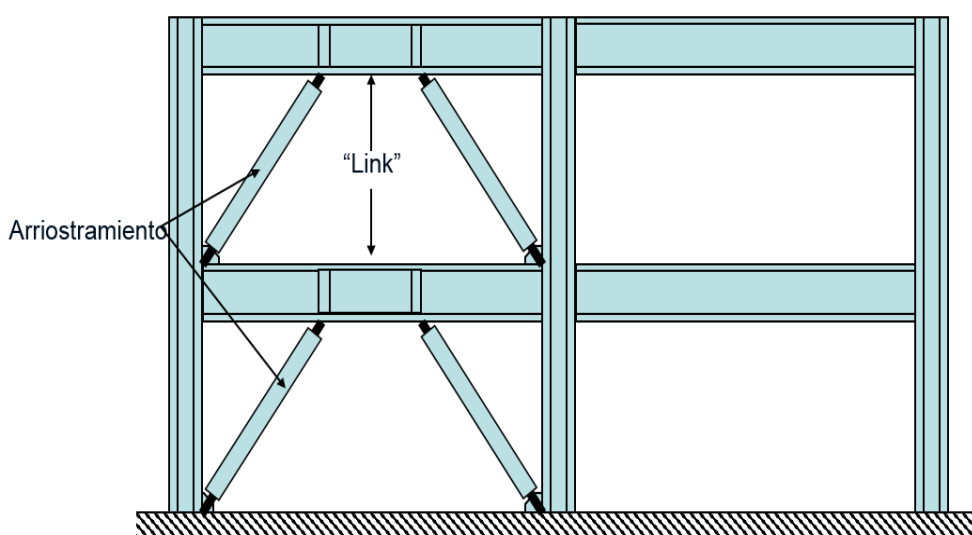


Figura N° 2. 8. Marcos con arriostamiento excéntrico

Fuente: Alacero 2006

2.2.8. Principales requisitos en la estructura de una edificación de acero

La Asociación Latinoamericana de Acero (2006) recomienda que la edificación debe cumplir los siguientes requisitos:

- ✓ **Estabilidad:** la estructura debe estar estable bajo las condiciones de sollicitación máxima esperada, para evitar el colapso.

- ✓ **Resistencia:** la estructura debe ser capaz de resistir las solicitaciones a la que estará expuesta.
- ✓ **Rigidez:** la estructura debe mantenerse dentro de ciertos límites de deformación, normalmente por condiciones de servicio.
- ✓ **Funcionabilidad:** la estructura debe cumplir con la función para la que fue diseñada.
- ✓ **Economía** la estructura debe ser construida con el mínimo costo, sin descuidar la seguridad o funcionabilidad.
- ✓ **Constructabilidad:** la estructura debe ser posible de construir con las técnicas actuales de construcción.
- ✓ **Forma:** la forma puede definir el concepto arquitectónico de la estructura. La estructura debe ser capaz de soportar la forma con el mínimo de perturbación posible
- ✓ **Símbolo:** una edificación puede tener un significado más allá de su utilidad.
- ✓ **Medio Social:** edificación debe ser aceptada por la gente que va a utilizarla o moverse en su entorno.

2.2.9. Tipos de carga y combinaciones en estructuras de acero

Los tipos de carga y las combinaciones son definidos por la normativa de la edificación que se diseña. En el Perú se emplea la Norma e020 para la aplicación de tipos de carga y para combinaciones de carga en acero estructural se puede emplear los indicados en el método LRFD.

2.2.9.1. Tipos de carga

- **Carga Muerta:** Se consideran los pesos de elementos permanentes, es decir, cuyo peso no cambia con el tiempo. En edificaciones de acero son cargas muertas el peso del acero, muros, techo, accesorios.

- **Carga Viva:** Aquellas que varían con el tiempo, se producen por uso y ocupación de las edificaciones. Estas cargas no incluyen peso de muros divisorios ni accesorios.
- **Carga de viento:** Es considerada como una carga ambiental, se emplean y se toman en cuenta en edificaciones de gran altura, así como su ubicación geográfica.
- **Carga de Sismo:** Es considerada también como una carga ambiental, corresponden a las cargas laterales que se calculan en función a la categoría de la edificación para producir desplazamientos, y a la zona sísmica donde se ubica la estructura.

2.2.9.2. Métodos para el diseño de elementos de acero estructural

Para el diseño de elementos de acero estructural y sus conectores, la especificación AISC 360 proporciona dos métodos: **Diseño con factores de carga y resistencia (LRFD: Load and Resistance Factor Design)**, y el **Diseño por esfuerzos permisibles (ASD: Allowable Strength Design)**. Ambos métodos presentan diferentes enfoques.

El método LRFD, es uno de los métodos que mayormente se emplea para el diseño de estructuras de acero, el cual permite hacer de una manera más eficaz y técnicas los proyectos de ingeniería. Utilizan combinaciones de carga múltiple tratando de que éstos no superen los valores admisibles de tensión en sus especificaciones, el cual lo puede llevar a lo más económico; adicionalmente, tienen en cuenta factores de resistencia muy fáciles de usar para el diseño.

El método ASD, emplea criterios de análisis y diseño basándose en estados límites evitando superando estos valores cuando se utilizan combinaciones de cargas, teniendo similitud en consistencia con el diseño de estructuras de concreto reforzado con la norma ACI 318.

Las diferencias entre ambos métodos (LRFD y ASD) es que el método LRFD emplea la metodología para el cálculo de cargas de diseño. Otra diferencia notable es que el método LRFD utiliza factores de resistencia, por otro lado, el método ASD emplea factores de seguridad.

2.2.9.3. Combinaciones de carga para métodos LRFD y ASD

Las combinaciones de carga que el método LRFD emplea, tiene en consideración factores de carga de servicio. La resistencia requerida para elementos de acero estructural, están dadas por combinaciones de carga mencionadas en su especificación A.4.1, las cuales se describen a continuación:

$$U = 1.4D$$

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5 (L \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$U = 1.2D + 1.6 (L \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8)$$

$$U = 1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5 (L \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$U = 1.2D + 1.0E + 0.5L + 0.2S$$

Las cargas de servicio en el método ASD, son acumulativas para diversas combinaciones que puedan ser factibles, puesto en la mayoría de veces, estas cargas no se multiplican por factores de carga o de seguridad. De esta manera las fuerzas de los elementos de acero se obtienen de los mayores valores de combinaciones acumulativas.

2.2.10. Cimentaciones

Para el diseño de las cimentaciones, la función de estos elementos estructurales es transmitir las cargas de la superestructura al suelo, las teorías estructurales actuales que se maneja es que el edificio está empotrado en el suelo, en otras palabras, sobre un material indeformable, esto no es del todo cierto, ya que el sistema suelo-estructura, interactúan de tal manera que las deformaciones dependen el uno del otro.

2.2.11. Tipos de cimentaciones

2.2.11.1. Zapatas Aisladas

Son el tipo más usual de cimentación, ya que son las más económicas. La columna puede ser centrada o excéntrica, aunque el primer caso es el más común. Si la cimentación se ubica en el límite de propiedad, la excentricidad de las cargas aplicadas puede ser tan elevada que la

capacidad portante del suelo es superada. En estos casos se hace uso de las zapatas conectadas o combinadas.

Este tipo de cimentación representa voladizos que se proyectan hacia afuera desde la columna en las dos direcciones y cargados hacia arriba con la presión del suelo. En la superficie inferior se producen los correspondientes esfuerzos de tensión en estas dos direcciones. En consecuencia, estas zapatas se refuerzan mediante dos capas de acero perpendiculares entre sí y paralelas a los bordes.

2.2.11.2. Zapatas Combinadas

Son un tipo de zapata que soportan las cargas de mas de una columna, se opta por utilizar este tipo de zapatas cuando la distancia entre dos columnas

2.2.11.3. Zapatas conectadas

Esta por una zapata excéntrica y una zapata interior unida por una viga de conexión rígida, con el fin de controlar la rotación de la zapata excéntrica. Es considerada como una solución económica cuando las distancias entre ejes de columnas son mayores a 6 metros.

A continuación, se muestra una imagen de los 3 tipos de cimentación mencionados

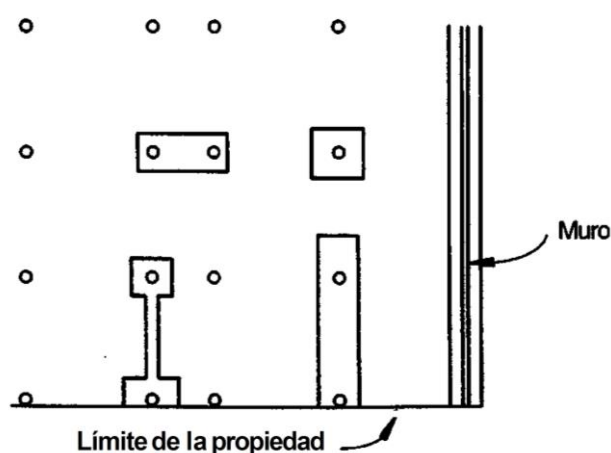


Figura N° 2. 9. Tipos de cimentación superficiales

Fuente: Diseño Estructural de concreto, Arthur Nilson

2.2.11.4. Losas de Cimentación

Este tipo de cimentación, trabaja como una placa continua que trasmite las cargas al suelo, las dimensiones de la losa de cimentación por lo general abarcan toda el área de la base de la cimentación.

El uso de esta cimentación resulta necesario cuando el área de la zapata es más de la mitad del área del terreno, además esta cimentación es utilizada cuando se va a construir sobre suelos donde la capacidad portante es pequeña.

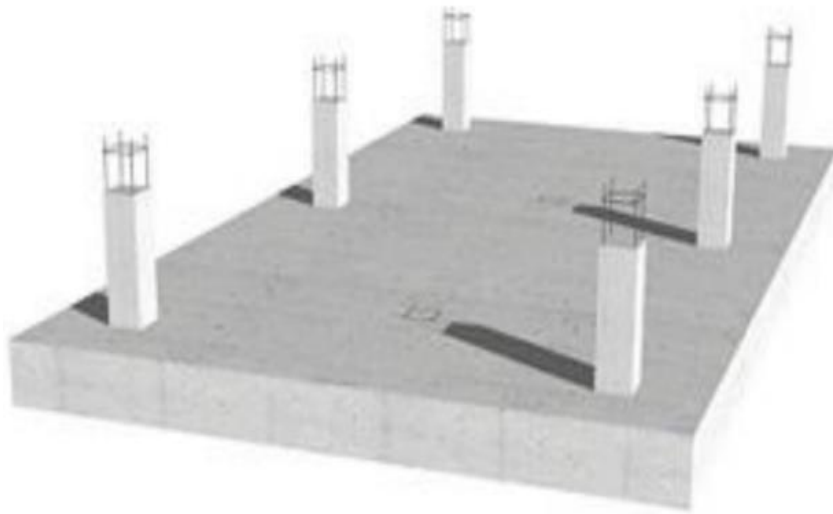


Figura N° 2. 10. Losa de cimentación

Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja M. Das 5ta Ed, California State University

2.2.12. Comportamiento e idealización de la cimentación

Los diferentes tipos de cimentación al momento de evaluar su comportamiento se idealizan como si estuvieran apoyados sobre resortes con una rigidez igual a la reacción de la subrasante del suelo.

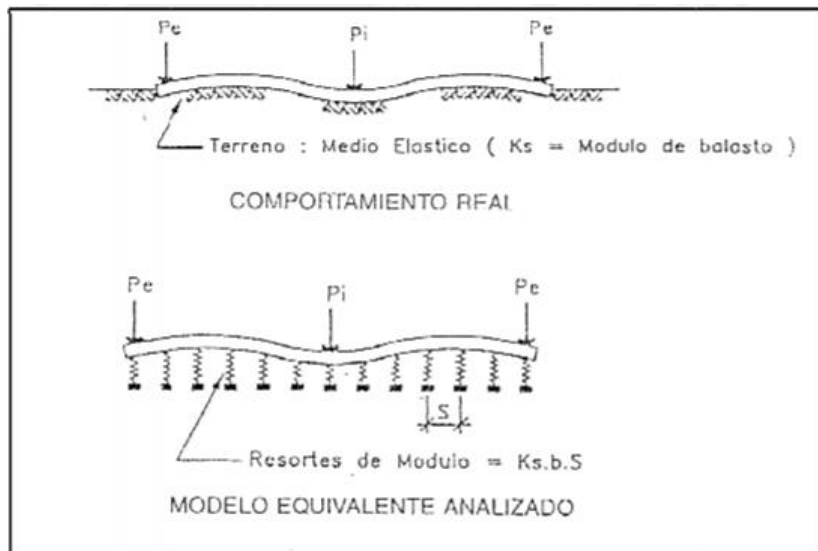


Figura N° 2. 11. Comportamiento real y equivalente de una cimentación

Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja M. Das 5ta Ed, California State University

2.2.13. Consideraciones para el diseño de cimentaciones

- Dimensionamiento de la zapata.
- Verificación de presión del suelo para cargas de servicio
- Verificar corte por flexión y por punzonamiento.
- Cálculo del refuerzo por flexión Verificación de la conexión columna-zapata o muro-zapata.

2.2.14. Dimensionamiento de zapatas

Para la determinación de las dimensiones de la cimentación se consideran cargas transmitidas por la columna, el peso de la zapata, el peso del suelo sobre ella y la sobrecarga del terreno. En lugar de considerar estas tres últimas, existen conceptos y criterios para incluirlas, tales como estimar un porcentaje de peso propio de acuerdo al tipo de suelo o capacidad portante; que generalmente está entre un cuatro por ciento y un ocho por ciento de la carga de la columna, intervalo en el que el primer valor es aplicable a los tipos de suelo más fuertes, calcular la capacidad portante neta; que es la

capacidad del terreno reducida por efecto de la sobrecarga, peso del suelo y el peso de la zapata.

Tabla N° 2. 4. Estimación de peso propio para un primer tanteo

Pesos propios para un primer tanteo $f'c \geq 210 \text{ kg/cm}^2$	
$q_a \text{ kg/cm}^2$	$P_p \text{ en \% de } P$
4	4 % de P
3	6 % de P
2	8 % de P
1	10 % de P

Fuente: Diseño de estructuras de concreto armado Tomo II, Ortega García

$$q_{sn} = q_a - \gamma_s * h_s - \gamma_c * h_c - S/C$$

q_{sn} = capacidad neta admisible

q_a = capacidad admisible del terreno

γ_s = peso específico del suelo

h_s = altura del estrato de suelo sobre la zapata

γ_c = peso específico del concreto

h_c = peralte de la cimentación estimada

El dimensionamiento de la cimentación se efectúa considerando las cargas de columnas más los efectos de carga de peso propio, siendo utilizables cualquiera de las ecuaciones.

$$A = \frac{P_{columna} * \%PP * \%M}{\sigma_t}$$

$$A = \frac{P_{columna}}{q_{sn}}$$

2.2.15. Verificación de presiones o reacción amplificada del suelo

Las dimensiones de las zapatas se verifican para cargas de servicio y presiones del suelo sin amplificar, en contraste con el diseño a la resistencia de elementos de concreto reforzado, en el cual se utilizan cargas mayoradas y resistencias nominales reducidas. Esto es debido a que, para el diseño de

zapatas, la seguridad la proporcionan los factores de seguridad globales que se añadieron anteriormente, en contraste con los factores independientes de carga y coeficientes de reducción de resistencia que se utilizan para dimensionar los elementos.

La fórmula usual de esfuerzo combinado los cuales incluyen carga axial y momentos es:

$$q_{\min}^{\max} = \frac{P}{A} \pm \frac{M * c}{I}$$

La ecuación permite determinar las presiones de contacto en los dos bordes extremos. El área de la zapata se determina mediante tanteos, con base en la condición $q \leq q_a$. Si la excentricidad cae por fuera del tercio medio de la zapata, al evaluar la ecuación se obtiene un valor negativo (tensión). Dado que, en el área de contacto entre el suelo y la zapata no puede transmitirse tensión, la ecuación puede dejar de ser válida.

2.2.16. Esfuerzos en zapatas excéntricas

El caso de una zapata excéntrica se da cuando hay un límite de propiedad que obliga a construir el elemento vertical en el borde o cerca del borde de la cimentación, siendo su uso frecuente en la práctica.

La carga excéntrica produce una distribución de presiones linealmente variable (figura n° 2.12), los cuales se pueden calcular mediante la ecuación:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{b} \pm \frac{6 * e * N}{b^2}$$

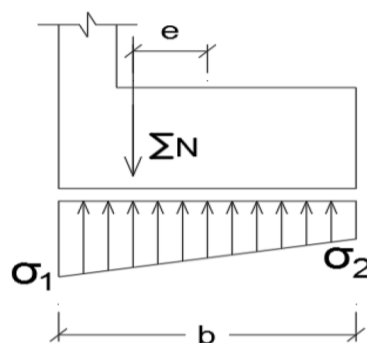


Figura N° 2. 12. Distribución lineal de presiones cuando $e < L/6$

Fuente: Análisis de los efectos de las cargas excéntricas en la cimentación de edificios con sótano, Bernedo Ramos, Lima 2018

Cuando una de la presión en los bordes de la cimentación es menor a cero, ésta pasa a considerarse como triangular (figura n° 2.13), calculándose el máximo esfuerzo mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_t = \frac{2N}{3 * \left(\frac{b}{2} - e\right)}$$

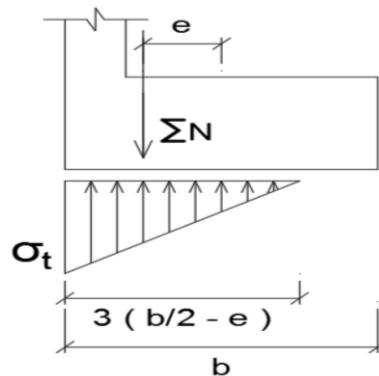


Figura N° 2. 13. Distribución triangular de presiones

Fuente: Análisis de los efectos de las cargas excéntricas en la cimentación de edificios con sótano, Bernedo Ramos, Lima 2018.

También es válido aceptar una distribución simplificada de presiones rectangular (figura n° 2.14), el cual puede ser calculado mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_t = \frac{N}{b - 2 * e}$$

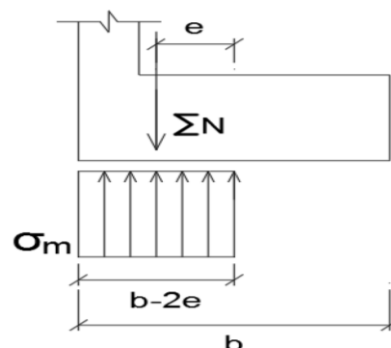
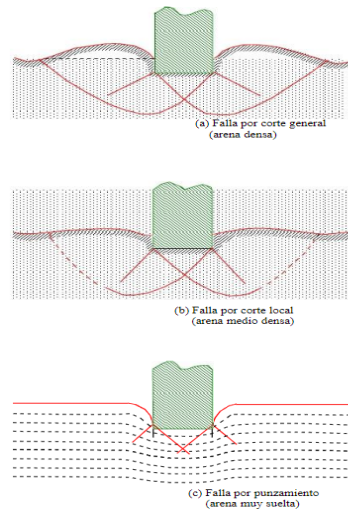


Figura N° 2. 14. Distribución rectangular de presiones

Fuente: Análisis de los efectos de las cargas excéntricas en la cimentación de edificios con sótano, Bernedo Ramos, Lima 2018.

2.2.17. Capacidad portante

Se define como la capacidad portante, a la capacidad que tiene el suelo para soportar las cargas que provienen de la superestructura.



Capacidad Portante de Suelos

Modos de Falla por Capacidad Portante en Zapatas

Ref. (Vesic, 1963)

Figura N° 2. 15. Modos de falla por capacidad portante

Fuente: Diseño de cimentaciones, Jorge Alva

2.3. Marco conceptual

- **Alta resistencia:** La alta resistencia del acero por peso unitario, esto supone una gran ventaja ya que puede ser usado en lugares donde la cimentación es deficiente.
- **Uniformidad:** El acero a diferencia del concreto, con el pasar del tiempo y con un adecuado mantenimiento, no cambian de considerablemente de forma con respecto al concreto.
- **Tenacidad:** La característica principal de los aceros es que tienen alta resistencia y ductilidad, puede ser sometido a cargas, doblarlos, martillarlos, cortarlos y taladrarlos sin algún daño aparente.
- **Capacidad Portante:** Es la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el terreno tal que no se produzcan un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo.

- **Pandeo:** puede darse en elementos comprimidos esbeltos, y que se manifiesta por la aparición de desplazamientos importantes transversales a la dirección principal de compresión.
- **Rigidez Lateral:** Es una medida que contempla la capacidad de un elemento estructural para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones.
- **Fractura Frágil:** Bajo ciertas condiciones, el acero puede perder su ductilidad y la falla frágil puede ocurrir en lugares de concentración de esfuerzos, las cargas que producen fatiga y muy bajas temperaturas agravan la situación.
- **Fatiga:** La resistencia del acero se puede reducir si se somete a unas grandes tensiones.
- **Estado Limite de Falla:** Agotamiento de la capacidad de carga de la estructura que puede ocurrir daños irreversibles a la estructura.
- **Estado Limite de Servicio:** Son los desplazamientos, agrietamiento, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la estructura pero que no perjudiquen su capacidad para reducir las cargas.
- **Estructuración:** Es el proceso en donde se concibe las dimensiones del proyecto, la arquitectura los elementos usados tanto en planta como en elevación.

- **Sección compacta**

Es una sección que tiene un perfil suficientemente robusto, de manera que tiene la capacidad de desarrollar una distribución plena de esfuerzo plástico antes de que se presente el pandeo local (alma o patín). El término plástico implica que está sujeta en todos los puntos al esfuerzo de fluencia

- **Sección no compacta**

Es una sección en la que el esfuerzo de fluencia puede alcanzarse en algunos, pero no en todos, sus elementos en compresión antes de que ocurra el pandeo. Tal sección no es capaz de alcanzar una distribución de esfuerzo totalmente plástico.

2.4. Sistema de Hipótesis

La capacidad portante del suelo de la z “LL”, 1era Etapa, Urbanización el Recreo-Trujillo no permite la construcción de edificios de acero estructural de más de 18 pisos de altura empleando cimentaciones superficiales.

2.4.1. Variables

Independiente: La capacidad portante del suelo de la Mz “LL” , 1era Etapa, Urbanización el Recreo-Trujillo

Dependiente: La altura del edificio de acero estructural.

2.4.2. Operacionalización de las variables

Tabla Nº 2. 5. Variable independiente de la investigación

Variable Independiente: La capacidad portante del suelo de la ciudad de Trujillo

Indicadores	Unidad de Medida	Instrumento de Investigación
Resistencia del suelo frente a cargas de gravedad o verticales	Kg/cm ² o Ton/m ²	Estudio de mecánica de suelos definido

Fuente: Elaboración propia

Tabla Nº 2. 6. Variable dependiente de la investigación

Variable Dependiente: Altura del edificio

Indicadores	Unidad de Medida	Instrumento de Investigación
-------------	------------------	------------------------------

Número de niveles o pisos de una edificación	Metros (m)	Resultados del análisis estructural en el programa Etabs
--	------------	--

Fuente: Elaboración propia

III. METODOLOGÍA

3.1. Antecedentes del estudio

El tipo de investigación para el proyecto de investigación fue cuantitativo, porque se cuantificaron los números de niveles en función a la capacidad portante del suelo de la Mz "LL", 1era Etapa, Urbanización el Recreo-Trujillo, además se obtuvieron resultados de esfuerzos y cargas transmitidas a la cimentación y, como consecuencia ésta transmitió al suelo que es también objeto de estudio.

El nivel de investigación será correlacional - aplicada. Correlacional, porque se estableció la relación que existe entre la capacidad portante del suelo de la Mz "LL", 1era Etapa, Urbanización el Recreo-Trujillo y la altura de una edificación de acero estructural. Aplicada, porque se aplicaron conocimientos, teorías y experiencias previas aprendidas respecto a mecánica de suelos, análisis estructural y diseño en acero.

3.2. Población y muestra de estudio

3.2.1. Población

Debido a la naturaleza de la presente investigación, no tuvo una población

3.2.2. Muestra

Edificaciones de acero estructural

3.3. Diseño de investigación

El diseño de investigación que se empleó fue de tipo documental - experimental, puesto que para el diseño estructural del edificio de acero se

empleó la norma AISC 360. Además, se tomó como referencia investigaciones de diseño estructural de acero que se realizaron con anterioridad.

A manera experimental se analizaron cinco edificios de acero estructural con una misma arquitectura definida (piso típico y azotea) con alturas (niveles) diferentes, y de esta manera se evaluó la influencia de capacidad portante del suelo de la Mz "LL", 1era Etapa , Urbanización el Recreo-Trujillo en función a dichas alturas.

El procedimiento que se empleó para el desarrollo de la presente investigación fue el siguiente:

La investigación partió de una arquitectura, estudio de mecánica de suelos definida (anexo 1) y con alturas de edificación de 5, 9, 12 (más un sótano), 15 (más un sótano), 18 (más un sótano) niveles, los cuales estuvieron sujetos a evaluación para la capacidad portante del suelo de la Mz "LL", 1era Etapa, Urbanización el Recreo-Trujillo. Se planteó la estructuración del edificio que consistió en establecer secciones de acero por medio de un predimensionamiento y criterio estructural de acuerdo a la norma AISC 360, evaluando la arquitectura y tratando de que pueda efectuarse correctamente el análisis estructural.

El análisis estructural se realizó por medio del programa Etabs, se establecieron los parámetros de carga y criterio estructural de acuerdo a la normativa previamente mencionada.

Posteriormente, y realizado el análisis estructural se verificaron las derivas debido a masas inerciales y cargas laterales (sismo) previamente aplicadas y su variación con las alturas propuestas rigidizando la estructura por medio de arriostramiento excéntricos para asegurar los requerimientos normativos (norma e030-2018). Con ello también se determinó la resistencia de los elementos estructurales.

A partir de ello se procedió al diseño de los elementos de acero y se revisó el desempeño estructural de éstos a través de los valores que presenten en el análisis estructural.

Obteniendo éstos resultados, se procedió a evaluar la estructura de acero, y se verificó si las alturas propuestas para la edificación tuvieron o no un gran impacto en la capacidad admisible del suelo de la la Mz "LL" , 1era Etapa ,

Urbanización el Recreo-Trujillo. Es decir, conociendo que conforme aumenta la altura de una edificación la presión de cargas que se transmite al suelo es mayor; se comprobó si la presión que ejerce la cimentación al suelo implica un mejoramiento de calidad o resistencia de éste. En tal forma, se buscó contribuir a la construcción edificios de mayor altura con nuevos sistemas constructivos empleando acero estructural.

3.4. Técnicas e instrumentos de investigación

La técnica para la recolección de datos fue la observación, debido a que se planteó observar el comportamiento estructural del objeto en estudio (edificio de acero con alturas diferentes) y se relacionó con la capacidad admisible del suelo de la Mz "LL", 1era Etapa, Urbanización el Recreo-Trujillo, evaluando si ésta resulta ser resistente para dichas alturas.

Los instrumentos para la recolección de datos fueron los planos de diseño arquitectónico, el estudio de mecánica de suelos de la ciudad de trujillo (anexo 1), el EMS de la Mz "LL" , 1era Etapa , Urbanización el Recreo-Trujillo (anexo 2) y el programa Etabs que se empleó para el análisis y diseño estructural de las edificaciones de acero.

3.5. Procesamiento y análisis de datos

Para el procesamiento y análisis de datos se emplearon gráficos estadísticos y cuadros comparativos donde se observaron los resultados obtenidos de esfuerzo que se produce en el suelo debido a las cargas aplicadas de acuerdo a las dos variables que presenta la investigación: La capacidad portante del suelo de la Mz "LL", 1era Etapa , Urbanización el Recreo-Trujillo, y la altura de la edificación. Ésta última fue una variable que presentó alternativas de niveles de una edificación las cuales serán: 5, 9, 12 (más un sótano), 15 (más un sótano) 18 (más un sótano) niveles. En los gráficos estadísticos se determinó de acuerdo a los resultados obtenidos si la capacidad portante del suelo de la Mz "LL", 1era Etapa, Urbanización el Recreo-Trujillo, fue resistente a dichas alturas, puesto que se conoce que el material a emplear para las edificaciones (acero estructural) en la presente investigación es más ligero que el concreto reforzado (material que comúnmente se usa en edificaciones de gran altura). En los cuadros

comparativos se pudo comparar los cinco edificios (de altura diferentes) en función al estudio de mecánica de suelos que presentó la Mz "LL", 1era Etapa, Urbanización el Recreo-Trujillo (anexo 2), y de esta forma se evaluó si la capacidad portante es suficiente para las cargas transmitidas por cada uno de las cinco edificaciones de acero estructural que se plantearon.

IV. RESULTADOS

En la presente investigación se propuso evaluar la influencia de la capacidad del suelo de la Mz "LL", 1era Etapa, Urbanización el Recreo-Trujillo en la altura de edificación de acero estructural. Para desarrollar esta propuesta, fue necesario realizar el análisis de 5 edificios con alturas diferentes, para que la investigación pueda ser más rigurosa. Además, se tomó como referencia las cuatro microzonas del estudio de geotécnico de la ciudad de Trujillo (anexo 2) para los edificios de menor altura (5, 9 y 12 pisos). Adicionalmente, se tuvo definido el diseño arquitectónico de vivienda multifamiliar para las edificaciones de acero estructural que consistió de pisos típicos desde el primer nivel, y el último nivel consistió de una azotea utilizable. Esto se definió puesto que, en edificaciones reales de cualquier tipo de sistema estructural, suelen presentarse este tipo de diseño arquitectónico.

4.1. Elección del tipo de pórtico de acero estructural

Por lo tanto, para desarrollar lo propuesto en esta investigación es necesario empezar definiendo como las características que presentará la estructuración de los cinco edificios a evaluar, el cual se refleja en los siguientes puntos.

Evaluando los conceptos referentes a tipos de pórticos de acero estructural y de esta manera establecer una estructuración para un mejor análisis estructural, se evaluaron dos edificaciones de 5 pisos; para evaluar la rigidez lateral de la estructura, los tipos de pórticos analizados fueron:

- Pórticos especiales resistentes a momentos
- Pórticos ordinarios con arriostramiento excéntrico

De los dos tipos de pórticos analizados por análisis dinámico, se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla N° 4. 1. Cuadro comparativo de derivas para sismo dinámico en x de pórticos con arriostamiento excéntrico y pórticos especiales resistentes a momento

SISMO DIRECCIÓN X	DERIVA INELASTICA CON ARRIOSTRE	DERIVA INELASTICA SIN ARRIOSTRE	VARIACIÓN PORCENTUAL %
	0.0029	0.0055	90.19
	0.0030	0.0054	82.00
	0.0029	0.0050	73.89
	0.0024	0.0040	64.74
	0.0019	0.0028	47.49

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 4. 2. Cuadro comparativo de derivas para sismo dinámico en x de pórticos con arriostamiento excéntrico y pórticos especiales resistentes a momento

SISMO DIRECCIÓN Y	DERIVA INELASTICA CON ARRIOSTRE	DERIVA INELASTICA SIN ARRIOSTRE	VARIACIÓN PORCENTUAL %
	0.0015	0.0025	62.82
	0.0017	0.0028	63.38
	0.0017	0.0028	60.16
	0.0017	0.0025	53.01
	0.0015	0.0020	33.75

Fuente: Elaboración Propia

De las tablas se puede observar que los pórticos con arriostamiento excéntrico reducen sus derivas inelásticas en un 63 % a comparación de sistema de acero estructural con pórticos especiales a momentos (sin arriostamiento lateral).

A partir de éstos resultados se estableció que la estructuración de las edificaciones con acero estructural será de pórticos con arriostamiento excéntrico.

4.2. Características para la estructuración de los edificios

Número de niveles a evaluar: 5, 9, 12, 15 y 18 pisos

Altura de entrepiso: 2.60 metros

Profundidad de desplante (primer nivel): 1.00 metro (para edificaciones de 5 y 9 pisos) y 2.5 metros (para edificaciones de 12, 15 y 18 pisos).

Sistema estructural: Acero estructural

Muros estructurales: Sólo en muros de ascensores

Tipo de arriostamiento lateral: Arriostamiento excéntrico

Materiales de construcción:

- **Superestructura y elementos secundarios:** Acero Estructural ASTM A572 Grado 50
- **Columnas:** Acero ASTM a572 Grado 50
- **Paredes Exteriores e interiores:** De material liviano, como por ejemplo Drywall
- **Cielo raso:** De Pvc con esqueleteado de aluminio.
- **Entrepiso (Losa):** Placa Colaborante Acero-Deck D600.

Propiedades mecánicas de los materiales

Concreto

- ✓ Esfuerzo a la compresión: 210 kg/cm²
- ✓ Módulo de elasticidad: 217370.6512 kg/cm²

Acero de refuerzo (Placas)

- ✓ Punto de fluencia Grado 60: 4200 kg/cm²

Acero estructural

- ✓ Punto de fluencia Grado 50: 3515 kg/cm²
- ✓ Módulo de elasticidad: 2100000 kg/cm²

Suelo de cimentación

- ✓ Capacidad portante: Variable, que se mencionó de acuerdo al análisis de verificación de presiones por cada edificación.
- ✓ Tipo de suelo: Blando

Estructuración

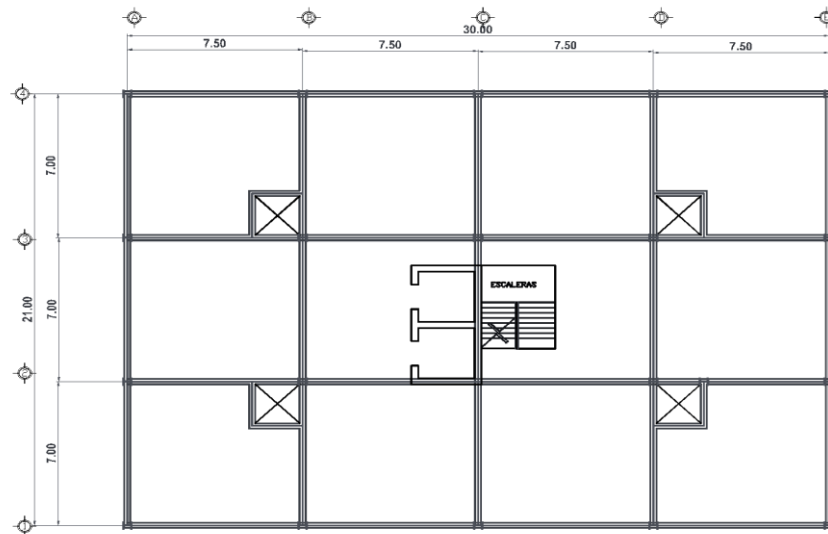


Figura N° 4. 1. Estructura - planta típica

Fuente: Elaboración propia

4.3. Predimensionamiento de elementos estructurales

Se realizó el procedimiento para el predimensionamiento del primer edificio a analizar, cuyo número de niveles es de 5. Para los edificios que se analizaron posteriormente, sólo se especificarán los perfiles que se usaron para los elementos estructurales, puesto que se siguió el mismo procedimiento que se muestra a continuación:

4.3.1. Losa Colaborante

En su manual de fabricantes, Acero Deck recomienda mediante tablas que la separación de viguetas se adopte de acuerdo a la carga sobrecarga admisible, es decir carga viva, pero esto puede ser variable dependiendo de la estructuración de la edificación.

Sobrecarga admisible (vivienda) = 200 kg/m²

Se ubica dicha carga en la tabla siguiente, que corresponde al tipo AD 600, que es la que se escogerá para el diseño:

Tabla N° 4. 3. Sobrecargas admisibles (kg/cm²) con concreto f'c = 210 kg/cm²

Calibre gage	L Luz libre (m)	T = Espesor de losa (cm)					
		11.00	12.00	13.00	14.00	15.00	16.00
22	1.50	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	1.75	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	2.00	1650	1911	2000	2000	2000	2000
	2.25	1243	1445	1647	1849	2000	2000
	2.50	952	1112	1272	1432	1592	1753
	2.75	689	865	995	1124	1253	1382
	3.00	487	661	784	889	995	1101
	3.25	364	475	619	707	794	882
	3.50	254	338	465	562	638	708
	3.75	172	236	334	445	506	568
	4.00	-	157	234	329	401	453
	4.25	-	-	156	231	314	358
4.50	-	-	-	154	228	278	
20	1.50	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	1.75	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	2.00	1962	2000	2000	2000	2000	2000
	2.25	1489	1731	1974	2000	2000	2000
	2.50	1035	1344	1537	1730	1923	2000
	2.75	731	1025	1213	1369	1526	1682
	3.00	520	741	967	1095	1224	1353
	3.25	368	537	716	882	989	1096
	3.50	277	388	526	694	803	892
	3.75	190	276	384	516	652	728
	4.00	-	190	274	379	505	594
	4.25	-	-	189	273	374	482
4.50	-	-	-	189	270	367	

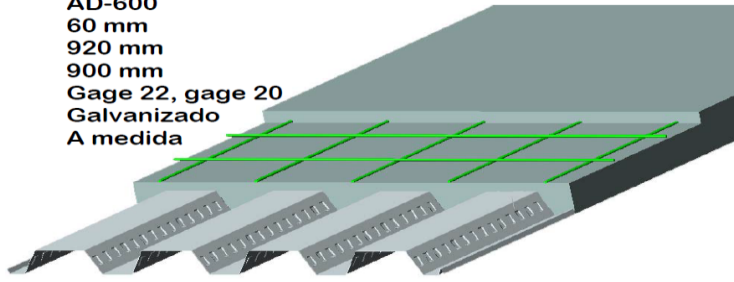
Fuente: Manual de acero deck

Se escoge según tabla 4.3 una placa de calibre 20 y se determina el espaciamiento entre viguetas. Este espaciamiento se podría definir de acuerdo a lo que observa en la tabla, pero dadas las características de estructuración, se empleará separación de viguetas de 1.50 metros.

El tipo de placa colaborante AD – 600, contiene la siguiente ficha técnica:

PLACA COLABORANTE AD-600

Tipo : AD-600
 Peralte : 60 mm
 Ancho total : 920 mm
 Ancho útil : 900 mm
 Calibre : Gage 22, gage 20
 Acabado : Galvanizado
 Longitud : A medida



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN DE ACERO

Calibre (gage)	Peso/area (kg/m ²)	I (cm ⁴ /m)	S _{sup} (cm ³ /m)	S _{inf} (cm ³ /m)
22	9.12	59.74	18.32	23.30
20	10.88	70.73	21.73	27.68

PROPIEDADES DEL CONCRETO (F'c = 210 kg/cm²)

Altura de la losa (cm)	Volumen de concreto (m ³ /m ²)	Carga muerta (kg/m ²)
11.00	0.074	177.60
12.00	0.084	201.60
13.00	0.094	225.60
14.00	0.104	249.60
15.00	0.114	273.60
16.00	0.124	297.60

Figura N° 4. 2. Ficha técnica placa colaborante AD - 600

Fuente: Manual de acero deck

El peso de la placa colaborante que se obtendrá de la imagen. Por lo tanto, se procede a realizar el metrado de cargas que actuará en la losa colaborante, que consiste de: Peso propio de losa colaborante (CMsd), peso de muros, piso terminado y acabados (CM1); además de la carga viva (CV).

Peso de losa colaborante (CMsd) =	188.48 kg/m²
Peso placa colaborante (acero) =	10.88 kg/m ²
Peso propio de concreto sobre placa colaborante =	177.60 kg/m ²
Carga muerta 1 (CM1) =	175.00 kg/m²
Peso piso terminado =	100.00 kg/m ²
Peso de cielo raso =	50.00 kg/m ²
Peso drywall =	25.00 kg/m ²
CARGA MUERTA =	363.48 kg/m²

CARGA VIVA - Vivienda (CV) =

200.00 kg/m²

4.3.2. Vigas dirección X – X

Para el pre dimensionamiento de las vigas principales se ha considerado la más crítica, con el área cooperante más grande, debido a que esta es la más esforzada.

Longitud libre = 7.50 m

Ancho cooperante (ac) = 7.00 m

Teniendo los datos descritos, se realiza el predimensionamiento:

- Carga para el diseño

$W_d = 363.48 \text{ kg/m}^2$

$W_I = 200 \text{ kg/m}^2$

$W_u = 1.2 (363.48) + 1.6 (200)$

$W_u = 756.19 \text{ kg/m}^2$

- Cálculo carga uniforme

$Q = W_u (d+l) \times ac$

$Q = 756.19 \text{ kg/m}^2 \times 7.00$

$Q = 5293.33 \text{ kg/m}$

- Cálculo de momento último (Mu)

$$M_u^{(-)} = \frac{qxl^2}{12}$$

$$M_u^{(+)} = \frac{qxl^2}{24}$$

$$M_u^{(-)} = \frac{5293.33 \times 7.50^2}{12}$$

$$M_u^{(+)} = \frac{5293.33 \times 7.50^2}{24}$$

$$M_u^{(-)} = 24812.48 \text{ kg. m}$$

$$M_u^{(+)} = 12406.24 \text{ kg. m}$$

- Esfuerzo admisible (Fb)

Se asume que la sección es no compacta (revisar 2.3)

$F_b = 0.6 \times F_y$

$$F_b = 0.6 \times 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 2109 \text{ kg/cm}^2$$

- **Módulo resistente (W)**

$$W = \frac{M}{F_b}$$

$$W = \frac{24812.48 \text{ kg. m} \times \frac{100\text{cm}}{1\text{m}}}{2109 \text{ kg/cm}^2}$$

$$W = 1176.50 \text{ cm}^3$$

$$W_x = 1176.50 \text{ cm}^3 \times \frac{(1 \text{ pulg})^3}{(2.54 \text{ cm})^3} = 71.79 \text{ pulg}^3$$

$$W_x = Z_x = 74.6 \text{ in}^3$$

De tablas se obtiene la sección: **Perfil: W10 x 60**

4.3.3. Vigas dirección Y – Y

Longitud libre = 7.00 m

Ancho cooperante (ac) = 7.50 m

- **Carga para el diseño**

$$W_d = 363.48 \text{ kg/m}^2$$

$$W_l = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$W_u = 1.2 (363.48) + 1.6 (200)$$

$$W_u = 756.19 \text{ kg/m}^2$$

- **Cálculo de carga uniforme**

$$Q = W_u (d+l) \times ac$$

$$Q = 756.19 \text{ kg/m}^2 \times 7.50$$

$$Q = 5671.43 \text{ kg/m}^2$$

- **Cálculo de momento último (Mu)**

$$M_u^{(-)} = \frac{qxl^2}{12}$$

$$M_u^{(+)} = \frac{qxl^2}{24}$$

$$M_u^{(-)} = \frac{5671.43 \times 7.0^2}{12}$$

$$M_u^{(+)} = \frac{5671.43 \times 7.0^2}{24}$$

$$M_u^{(-)} = 23158.34 \text{ kg. m}$$

$$11579.17 \text{ kg. m}$$

$$M_u^{(+)} =$$

- **Esfuerzo admisible (Fb), se asume que la sección es compacta**

$$F_b = 0.6 \times F_y$$

$$F_b = 0.6 \times 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 2109 \text{ kg/cm}^2$$

- **Módulo resistente (W)**

$$W = \frac{M}{F_b}$$

$$W = \frac{23158.34 \text{ kg. m} \times \frac{100\text{cm}}{1\text{m}}}{2109 \text{ kg/cm}^2}$$

$$W = 1098.07 \text{ cm}^3$$

$$W_x = 1098.07 \text{ cm}^3 \times \frac{(1 \text{ pulg})^3}{(2.54 \text{ cm})^3} = 67.00 \text{ pulg}^3$$

$$W_x = Z_x = 74.6 \text{ in}^3$$

De tablas se obtiene la sección: **Perfil: W 10 x 60**

4.3.4. Vigas Secundarias o viguetas de soporte

Se consideró que la vigueta se modela simplemente apoyada, debido a que la fijación es en el alma de las vigas principales y por ende no representa una fijación total de empotramiento perfecto.

Longitud libre = 7 m

Ancho cooperante (ac) = 2.00 m

- **Carga para el diseño**

$$W_d = 363.48 \text{ kg/m}^2$$

$$W_l = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$W_u = 1.2 (363.48) + 1.6 (200)$$

$$W_u = 756.19 \text{ kg/m}^2$$

- **Cálculo carga uniforme**

$$Q = W_u (d+l) \times ac$$

$$Q = 756.19 \text{ kg/m}^2 \times 1.5625$$

$$Q = 1181.55 \text{ kg/m}$$

- **Momento último (Mu)**

$$M_u^{(+)} = \frac{qxl^2}{8}$$

$$M_u^{(+)} = \frac{1181.55 \times 7.00^2}{8}$$

$$M_u^{(+)} = 7236.99 \text{ kg. m}$$

- **Esfuerzo admisible (Fb), sección no compacta**

$$F_b = 0.6 \times F_y$$

$$F_b = 0.6 \times 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 2109 \text{ kg/cm}^2$$

- **Módulo resistente (W)**

$$W = \frac{M}{F_b}$$

$$W = \frac{7236.99 \text{ kg. m} \times \frac{100 \text{ cm}}{1 \text{ m}}}{2109 \text{ kg/cm}^2}$$

$$W = 343.15 \text{ cm}^3$$

$$W_x = 343.15 \text{ cm}^3 \times \frac{(1 \text{ pulg})^3}{(2.54 \text{ cm})^3} = 20.94 \text{ pulg}^3$$

$$W_x = Z_x = 20.94 \text{ in}^3$$

De tablas se obtiene la sección: **Perfil: W8 x 28**

4.3.5. Columnas

El procedimiento para el predimensionamiento de columnas se realizó sólo para el edificio de 5 pisos, puesto que se comenzó a realizar el diseño de cimentaciones a partir de esta edificación. Para los edificios restantes se

indicará de manera directa los perfiles usados para cada uno de los elementos estructurales.

Número de pisos (n): 5

Longitud = 2.60 m

Área cooperante (ac) = 47.85 m²

- **Carga para el diseño**

Wd = 363.48 kg/m²

Wl = 200 kg/m²

Wu = 1.2 (363.48) + 1.6 (200)

Wu = 756.19

- **Cálculo carga última**

Pu = Wu (d+l) x n x ac

Pu = 756.19 kg/m² x 5 x 47.85

Pu = 180918.46kg

Para predimensionamiento se estimará el valor de Fcr mediante la siguiente fórmula.

$$Fcr = \frac{2}{3} * fy$$

$$Fcr = \frac{2}{3} * 50(\text{ksi}) = 33.33 \text{ ksi}$$

$$Pu = 180918.46 \text{ kg} * \frac{2.205 \text{ libras}}{1 \text{ kg}} * \frac{1 \text{klb}}{1000 \text{ libras}} = 398.93 \text{ klb}$$

- **Cálculo área bruta (Ag)**

$$Ag = \frac{Pu}{Fcr}$$

$$Ag = \frac{398.93 \text{ klb}}{33.33 \text{ ksi}} = 11.97 \text{ pulg}^2$$

De tablas se obtiene la sección: **Perfil: W10x45**

Para verificar si el perfil puede ser aceptado, es necesario realizar el cálculo de resistencia a compresión del elemento teniendo como referencia las propiedades mecánicas que presenta el perfil. El diseño en acero es un proceso por tanteo puesto que primero es necesario saber estas propiedades como el radio de curvatura de la columna para luego proceder a calcular su resistencia.

La resistencia a la compresión de un elemento está dada por:

$$P_n = A_g * F_{cr}$$

La resistencia última a la compresión resulta de multiplicar la resistencia a la compresión por el factor ϕ_c :

$$P_u = \phi_c * A_g * F_{cr} \text{ con } \phi_c = 0.85$$

El valor de F_{cr} depende de cuán esbelta es la columna. Las columnas se dividen en cortas, intermedias y largas, y a medida que la columna sea corta tendrá mayor resistencia. Esto se mide con la relación:

KL / r . Siendo r el radio de curvatura propio de la sección.

Las fórmulas para hallar el F_{cr} se dividen en 2: uno para pandeo elástico y otro para pandeo inelástico. Para ambas ecuaciones se define una variable:

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Para hallar el F_{cr} se muestran 2 ecuaciones que incluyen efectos como los esfuerzos residuales, así como la falta de rectitud inicial de las columnas.

La siguiente fórmula es de carácter empírico y es para hallar el F_{cr} cuando está en el intervalo inelástico:

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) * F_y \quad \text{para } \lambda_c \leq 1.5$$

La otra ecuación se presenta para el intervalo elástico y tiene la característica de multiplicarse por 0.877 por considerar el efecto de la falta de rectitud.

$$F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} * F_y \quad \text{para } \lambda_c > 1.5$$

Se tiene el perfil W 10 x 45

$$A_g = 13.30 \text{ in.}^2$$

$$r_x = 4.32 \text{ in}$$

$$r_x = 4.32 \text{ pulg} \times \frac{2.54 \text{ cm}}{1 \text{ pulg}} = 10.97 \text{ cm}$$

$$L = 260 \text{ cm} \times \frac{1 \text{ pulg}}{2.54 \text{ cm}} = 102.36 \text{ pulg}$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1 * 102.36}{4.32 * \pi} \sqrt{\frac{50}{29000}} = 0.31$$

Como $\lambda_c \leq 1.5$, $F_{cr} = (0.658^{0.31^2}) * 50$

$F_{cr} = 48.03 \text{ ksi}$

$P_u = 0.85 * 13.30 * 48.03$

$P_u = 542.98 \text{ klib} > P_{u1} = 398.93 \text{ kilb}$

Por lo tanto, se acepta el perfil seleccionado

4.4. Metrado de cargas

Se realizó el metrado de cargas que actuará en la losa de entrepiso (placa colaborante). Debido a que el análisis estructural se desarrollará con el programa etabs. El peso de elementos estructurales como, vigas, viguetas, columnas y placas no se considerarán porque se configuró en el programa para que éste lo tome en cuenta.

- Cargas unitarias en losa

No se consideró peso de losa, ya que en el programa considerará dicho peso debido al peso de los materiales empleados

Carga muerta:

Peso piso terminado =	100 kg/m ²
Peso de cielo raso =	50 kg/m ²
Peso drywall =	25 kg/m ²
TOTAL CARGA MUERTA =	175.00 kg/m²

- Cargas unitarias en vigas principales

Carga muerta:

Peso muros de drywall (h=2.6) =	65 kg/m ²
---------------------------------	----------------------

Perfiles usados para edificación de 9 pisos

Vigas: W10x77

Viguetas: W8x28

Columnas: W10x77

Arriostres: W8x28

Perfiles usados para edificación de 12 pisos

Vigas: W12x106

Viguetas: W8x28

Columnas: W12x106

Arriostres: w12x106

Perfiles usados para edificación de 15 pisos

Vigas: W14x233

Viguetas: W8x28

Columnas: W14 x 27

Arriostres: W14x132

Perfiles usados para edificación de 18 pisos

Vigas: W14x233

Viguetas: W8x28

Columnas: W14 x 27

Arriostres: W14x132

4.5. Análisis estructural de la Edificación

El análisis estructural se realizó con el programa Etabs. Además, se tuvieron en cuenta procedimientos de análisis: Análisis estático y análisis dinámico.

4.5.1. Análisis Estático

El análisis estático se realizó para los edificios propuestos (5,9,12,15 y 18 pisos). Los patrones de carga asignados en techo y vigas perimetrales se pueden observar en la imagen 4.3.

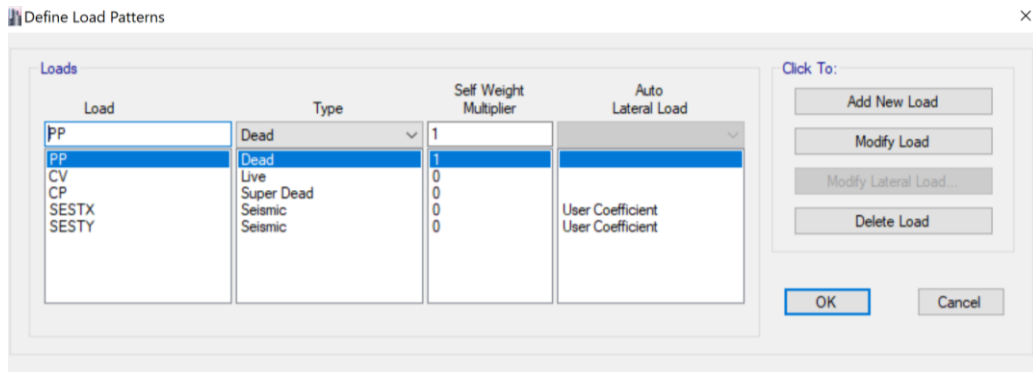


Figura N° 4. 3. Patrones de carga etabs

Fuente: Elaboración propia

Para la asignación de pesos sísmicos se tuvo en cuenta lo que se establece en la norma peruana e030, teniendo en cuenta un porcentaje de carga viva de acuerdo a la categoría de edificación (categoría C): 25% carga viva (ver imagen 4.4).

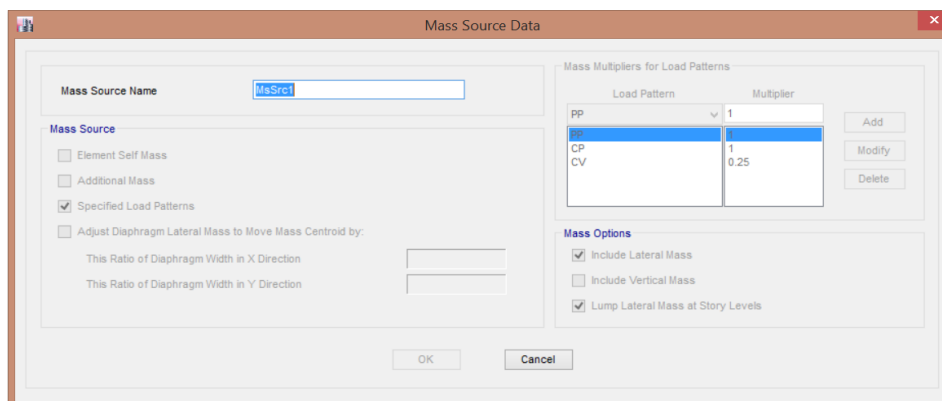


Figura N° 4. 4. Asignación de pesos sísmicos

Fuente: Elaboración propia

Los parámetros usados para el análisis estructural fueron obtenidos de la Norma E030 de Diseño Sismo resistente, de acuerdo a la estructuración y características de las edificaciones.

- Factor de Zona (Z): a ciudad de Trujillo tiene un factor de zona de $Z=0.45$.
- EL uso de la edificación está en la categoría de viviendas teniendo un factor de $U=1$
- El parámetro del suelo fue de $S= 1.1$ por tratarse de un suelo tipo S3 (blando).

- EL material empleado fue Pórticos Excéntricamente Arriostrados de Acero; por lo tanto, se tomó el valor de $R_o = 8$ para este sistema.
- Para un análisis estático preliminar, se planteó que la edificación no presentaba irregularidad en altura (I_a) e irregularidad en planta (I_p); por lo tanto, el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas tuvo un valor de $R = 8$
- Se empleó el coeficiente para estimar el periodo fundamental de la edificación $C_t = 45$, debido a los pórticos arriostrados que presenta la estructura.
- Para el cálculo del periodo fundamental, se consideró altura de piso más techo ($h+e$) = $2.6 + 0.11 = 2.71$ m.
- Por tratarse de un suelo S3, los periodos son $T_p = 1.0$ y $T_I = 1.6$.
- El cálculo del periodo fundamental de vibración (T), se realizó teniendo en cuenta la altura de cada edificio propuesto, mediante la siguiente fórmula:

$$T = \frac{(h + e) * n^{\circ}\text{pisos}}{C_t}$$

$$T_{5 \text{ pisos}} = \frac{2.71 * 5}{45} = 0.30 \text{ s}$$

$$T_{9 \text{ pisos}} = \frac{2.71 * 9}{45} = 0.54 \text{ s}$$

$$T_{12 \text{ pisos}} = \frac{2.71 * 12}{45} = 0.72 \text{ s}$$

$$T_{15 \text{ pisos}} = \frac{2.71 * 15}{45} = 0.90 \text{ s}$$

$$T_{18 \text{ pisos}} = \frac{2.71 * 18}{45} = 1.08 \text{ s}$$

- El factor de amplificación sísmica “C”, depende de los valores de T. Por lo tanto para las edificaciones propuestas se obtuvo lo siguiente:

$$T_{5,9,12,15 \text{ pisos}} < T_p = 1.0$$

$$C_{5,9,12,15 \text{ pisos}} = 2.5$$

$$T_p = 1.0 < T_{18 \text{ pisos}} = 1.08 < T_l = 1.6 \quad C_{18 \text{ pisos}} = 2.5 * \left(\frac{1.0}{1.08}\right) = 2.31$$

Se realizó un análisis estático, preliminar con el fin de obtener los periodos Tx (para traslación en x) y Ty (para traslación en y) e incluir dos factores; en adelante denominados “c’x” y “c’y” (ecuaciones), el cual multiplique al peso (obtenido por el programa) y finalmente calcular la cortante basal (V) para la dirección x (Vx) y dirección y (Vy).

$$c'x = \frac{ZUCxS}{R}$$

$$c'y = \frac{ZUCyS}{R}$$

Con los períodos obtenidos del análisis preliminar, se calculó el exponente K, teniendo en cuenta lo siguiente:

Para T menor o igual a 0.5 segundos $k=1.0$

Para T mayor que 0.5 segundos $K = (0.75 + 0.5T)$

Se obtuvieron los periodos Tx y Ty para cada edificación, evaluando el factor de amplificación sísmica, el factor “k” y se reemplazaron en la ecuación

Los valores c’x, c’y, kx, ky fueron ingresados en el programa para el análisis estático. A partir de estos resultados se evalúan irregularidades con el fin de obtener el correcto valor de R para cada edificación.

4.5.1.1. Irregularidad en altura

Tabla N° 4. 4. Irregularidad de resistencia - pisos débil para edificio de 5 pisos

IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA - PISO DÉBIL					
PISO	CASO DE CARGA	VX o VY	VX o VY	80%(VX o VY)	$VX_i < 80% * VX_{(i+1)}$
PISO 5	SISMO X/Y	-73.41	73.41	58.73	
PISO 4	SISMO X/Y	-138.77	138.77	111.01	NO HAY IRREGULARIDAD

PISO 3	SISMO X/Y	-189.22	189.22	151.37	NO HAY IRREGULARIDAD
PISO 2	SISMO X/Y	-224.76	224.76	179.81	NO HAY IRREGULARIDAD
PISO 1	SISMO X/Y	-245.84	245.84	196.67	NO HAY IRREGULARIDAD

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 4. 5. Irregularidad extrema de resistencia piso débil para edificio de 5 pisos

IRREGULARIDAD EXTREMA DE RESISTENCIA - PISO DÉBIL					
PISO	CASO DE CARGA	VX o VY	VX o VY	65% VX o VY	VXi O VYi < 65%*VX O VY(i+1)
PISO 5	SISMO X/Y	-73.41	73.41	47.72	
PISO 4	SISMO X/Y	-138.77	138.77	90.20	NO HAY IRREGULARIDAD
PISO 3	SISMO X/Y	-189.22	189.22	122.99	NO HAY IRREGULARIDAD
PISO 2	SISMO X/Y	-224.76	224.76	146.09	NO HAY IRREGULARIDAD
PISO 1	SISMO X/Y	-245.84	245.84	159.80	NO HAY IRREGULARIDAD

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 4. 6. Irregularidad de masa para edificio de 5 pisos

NIVEL	Masas (ton.s2/m)	Peso Sismico (ton)	1.50 P sismico	Pi < Pi+1
PISO 1	30.468	298.793		NO HAY IRREGULARIDAD
PISO 2	29.790	292.141	438.211	NO HAY IRREGULARIDAD
PISO 3	29.790	292.141	438.211	NO HAY IRREGULARIDAD
PISO 4	29.790	292.141	438.211	NO HAY IRREGULARIDAD
PISO 5	27.155	266.304	399.456	

Fuente: Elaboración Propia

Irregularidad geométrica vertical

Todos los niveles de la edificación presentan las mismas dimensiones en planta y por ende misma área.

Discontinuidad en los sistemas resistentes

Los elementos resistentes tienen continuidad desde el primer nivel al último, por consiguiente, no existe dicha irregularidad.

Discontinuidad extrema en los sistemas resistentes

No existe dicha irregularidad, debido a lo explicado en párrafo anterior.

4.5.1.2. Irregularidad en planta

Tabla N° 4. 7. Irregularidad torsional para edificio de 5 pisos

VERIFICACIÓN IRREGULARIDAD TORSIONAL						
CASO DE CARGA	PISO	ETIQUETA	DESPLAZAMIENTO RELATIVO	PROMEDIO DR DE EXTREMOS	DR / DR PROMEDIO	DR EXTREMO < 1.3 DR PROMEDIO
SISMO X	PISO 5	4 Y 8	0.0016	0.0016	1.06	CUMPLE
	PISO 4	4 Y 8	0.0018	0.0016	1.10	CUMPLE
	PISO 3	4 Y 8	0.0018	0.0016	1.13	CUMPLE
	PISO 2	4 Y 8	0.0017	0.0014	1.22	CUMPLE
	PISO 1	4 Y 8	0.0013	0.0010	1.25	CUMPLE
SISMO X	PISO 5	1 Y 5	0.0015	0.0016	0.94	CUMPLE
	PISO 4	1 Y 5	0.0015	0.0016	0.90	CUMPLE
	PISO 3	1 Y 5	0.0014	0.0016	0.87	CUMPLE
	PISO 2	1 Y 5	0.0011	0.0014	0.82	CUMPLE
	PISO 1	1 Y 5	0.0007	0.0010	0.71	CUMPLE
SISMO Y	PISO 5	1 Y 4	0.0008	0.0008	0.99	CUMPLE
	PISO 4	1 Y 4	0.0008	0.0009	0.94	CUMPLE
	PISO 3	1 Y 4	0.0008	0.0009	0.92	CUMPLE
	PISO 2	1 Y 4	0.0008	0.0010	0.79	CUMPLE
	PISO 1	1 Y 4	0.0005	0.0006	0.73	CUMPLE

SISMO Y	PISO 5	5 Y 8	0.0008	0.0008	1.01	CUMPLE
	PISO 4	5 Y 8	0.0009	0.0009	1.06	CUMPLE
	PISO 3	5 Y 8	0.0010	0.0009	1.08	CUMPLE
	PISO 2	5 Y 8	0.0012	0.0010	1.16	CUMPLE
	PISO 1	5 Y 8	0.0008	0.0006	1.27	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla Nª 4. 8. Irregularidad torsional extrema para edificio 5 pisos

VERIFICACIÓN IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA						
CASO DE CARGA	PISO	ETIQUETA	DESPLAZAMIENTO RELATIVO	PROMEDIO DR DE EXTREMOS	DR / DR PROMEDIO	DR EXTREMO < 1.5 DR PROMEDIO
SISMO X	PISO 5	4 Y 8	0.0016	0.0016	1.06	CUMPLE
	PISO 4	4 Y 8	0.0018	0.0016	1.10	CUMPLE
	PISO 3	4 Y 8	0.0018	0.0016	1.13	CUMPLE
	PISO 2	4 Y 8	0.0017	0.0014	1.22	CUMPLE
	PISO 1	4 Y 8	0.0013	0.0010	1.25	CUMPLE
SISMO X	PISO 5	1 Y 5	0.0015	0.0016	0.94	CUMPLE
	PISO 4	1 Y 5	0.0015	0.0016	0.90	CUMPLE
	PISO 3	1 Y 5	0.0014	0.0016	0.87	CUMPLE
	PISO 2	1 Y 5	0.0011	0.0014	0.82	CUMPLE
	PISO 1	1 Y 5	0.0007	0.0010	0.71	CUMPLE
SISMO Y	PISO 5	1 Y 4	0.0008	0.0008	0.99	CUMPLE
	PISO 4	1 Y 4	0.0008	0.0009	0.94	CUMPLE
	PISO 3	1 Y 4	0.0008	0.0009	0.92	CUMPLE

	PIS O 2	1 Y 4	0.0008	0.0010	0.79	CUMPLE
	PIS O 1	1 Y 4	0.0005	0.0006	0.73	CUMPLE
SISM O Y	PIS O 5	5 Y 8	0.0008	0.0008	1.01	CUMPLE
	PIS O 4	5 Y 8	0.0009	0.0009	1.06	CUMPLE
	PIS O 3	5 Y 8	0.0010	0.0009	1.08	CUMPLE
	PIS O 2	5 Y 8	0.0013	0.0010	1.26	CUMPLE
	PIS O 1	5 Y 8	0.0008	0.0006	1.27	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Esquinas Entrantes

La edificación no presenta esquinas entrantes, por lo tanto, no existe dicha irregularidad.

Discontinuidad de diafragma

La estructuración fue la misma para todos los niveles.

Sistemas no Paralelos

Los elementos resistentes a fuerzas (columnas y arriostre excéntrico) son paralelos en las dos direcciones de análisis (X e Y) y los ejes de los pórticos forman ángulos de 90°.

Puesto no se presenta irregularidades en las edificaciones, el valor de R no cambie (R=8).

Tabla N° 4. 9. Irregularidad torsional Sismo X 9 pisos

NIVELES	DERIVA	50% DERIVA PERMISIBLE	CLASIFICACIÓN
PISO 9	0.004	0.005	REGULAR
PISO 8	0.004	0.005	REGULAR
PISO 7	0.004	0.005	REGULAR
PISO 6	0.004	0.005	REGULAR
PISO 5	0.004	0.005	REGULAR
PISO 4	0.004	0.005	REGULAR
PISO 3	0.004	0.005	REGULAR
PISO 2	0.003	0.005	REGULAR

PISO 1	0.002	0.005	REGULAR
--------	-------	-------	---------

Fuente: Elaboración propia

Tabla Nº 4. 10. Condición Irregularidad torsional Sismo y 9 pisos

NIVELES	DERIVA	50% DERIVA PERMISIBLE	CLASIFICACIÓN
PISO 9	0.008	0.005	ANALIZAR
PISO 8	0.007	0.005	ANALIZAR
PISO 7	0.007	0.005	ANALIZAR
PISO 6	0.006	0.005	ANALIZAR
PISO 5	0.006	0.005	ANALIZAR
PISO 4	0.005	0.005	ANALIZAR
PISO 3	0.004	0.005	REGULAR
PISO 2	0.003	0.005	REGULAR
PISO 1	0.002	0.005	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

Tabla Nº 4. 11. Irregularidad torsional sismo Y 9 pisos

VERIFICACIÓN IRREGULARIDAD TORSIONAL						
SISMO	PISO	ETIQUETA	DR	PROMEDIO DR EXTREMOS	DR / DR PROMEDIO	DR EXTREMO < 1.3 DR PROMEDIO
SISMO Y	PISO 9	10 y 7	0.003	0.003	0.964	CUMPLE
	PISO 8	10 y 7	0.003	0.003	0.951	CUMPLE
	PISO 7	10 y 7	0.003	0.003	0.947	CUMPLE
	PISO 6	10 y 7	0.003	0.003	0.945	CUMPLE
	PISO 5	10 y 7	0.003	0.003	0.943	CUMPLE
	PISO 4	10 y 7	0.002	0.003	0.941	CUMPLE
	PISO 3	10 y 7	0.002	0.002	0.934	CUMPLE
	PISO 2	10 y 7	0.002	0.002	0.921	CUMPLE
	PISO 1	10 y 7	0.001	0.001	0.677	CUMPLE
SISMO Y	PISO 9	16 y 19	0.003	0.003	1.036	CUMPLE

PISO 8	16 y 19	0.003	0.003	1.049	CUMPLE
PISO 7	16 y 19	0.003	0.003	1.053	CUMPLE
PISO 6	16 y 19	0.003	0.003	1.055	CUMPLE
PISO 5	16 y 19	0.003	0.003	1.057	CUMPLE
PISO 4	16 y 19	0.003	0.003	1.059	CUMPLE
PISO 3	16 y 19	0.002	0.002	1.066	CUMPLE
PISO 2	16 y 19	0.002	0.002	1.079	CUMPLE
PISO 1	16 y 19	0.002	0.002	1.038	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 4. 12. Irregularidad torsional Edificación 12 pisos

VERIFICACIÓN IRREGULARIDAD TORSIONAL						
SISMO	PISO	ETIQUETA	DR	PROMEDIO DR DE EXTREMOS	DR / DR PROMEDIO	DR EXTREMO < 1.3 DR PROMEDIO
SISMO X	PISO 12	10 y 19	0.005	0.005	1.044	CUMPLE
	PISO 11	10 y 19	0.006	0.005	1.050	CUMPLE
	PISO 10	10 y 19	0.006	0.006	1.054	CUMPLE
	PISO 9	10 y 19	0.006	0.006	1.056	CUMPLE
	PISO 8	10 y 19	0.006	0.006	1.058	CUMPLE
	PISO 7	10 y 19	0.006	0.006	1.059	CUMPLE
	PISO 6	10 y 19	0.006	0.006	1.061	CUMPLE
	PISO 5	10 y 19	0.006	0.006	1.063	CUMPLE
	PISO 4	10 y 19	0.005	0.005	1.066	CUMPLE
	PISO 3	10 y 19	0.005	0.004	1.072	CUMPLE
	PISO 2	10 y 19	0.004	0.003	1.088	CUMPLE
	PISO 1	10 y 19	0.003	0.002	1.153	CUMPLE

SISMO X	PISO 12	16 y 7	0.005	0.005	0.956	CUMPLE
	PISO 11	16 y 7	0.005	0.005	0.950	CUMPLE
	PISO 10	16 y 7	0.005	0.006	0.946	CUMPLE
	PISO 9	16 y 7	0.005	0.006	0.944	CUMPLE
	PISO 8	16 y 7	0.006	0.006	0.942	CUMPLE
	PISO 7	16 y 7	0.006	0.006	0.941	CUMPLE
	PISO 6	16 y 7	0.005	0.006	0.939	CUMPLE
	PISO 5	16 y 7	0.005	0.006	0.937	CUMPLE
	PISO 4	16 y 7	0.005	0.005	0.934	CUMPLE
	PISO 3	16 y 7	0.004	0.004	0.928	CUMPLE
	PISO 2	16 y 7	0.003	0.003	0.912	CUMPLE
	PISO 1	16 y 7	0.002	0.002	0.847	CUMPLE
SISMO Y	PISO 12	10 y 7	0.005	0.005	0.956	CUMPLE
	PISO 11	10 y 7	0.005	0.005	0.951	CUMPLE
	PISO 10	10 y 7	0.005	0.005	0.949	CUMPLE
	PISO 9	10 y 7	0.005	0.005	0.948	CUMPLE
	PISO 8	10 y 7	0.005	0.005	0.947	CUMPLE
	PISO 7	10 y 7	0.005	0.005	0.946	CUMPLE
	PISO 6	10 y 7	0.005	0.005	0.945	CUMPLE
	PISO 5	10 y 7	0.004	0.005	0.944	CUMPLE
	PISO 4	10 y 7	0.004	0.004	0.942	CUMPLE
	PISO 3	10 y 7	0.003	0.003	0.939	CUMPLE
	PISO 2	10 y 7	0.003	0.003	0.932	CUMPLE
	PISO 1	10 y 7	0.002	0.002	0.797	CUMPLE

SISMO Y	PISO 12	16 y 19	0.005	0.005	1.044	CUMPLE
	PISO 11	16 y 19	0.005	0.005	1.049	CUMPLE
	PISO 10	16 y 19	0.005	0.005	1.051	CUMPLE
	PISO 9	16 y 19	0.006	0.005	1.052	CUMPLE
	PISO 8	16 y 19	0.006	0.005	1.053	CUMPLE
	PISO 7	16 y 19	0.005	0.005	1.054	CUMPLE
	PISO 6	16 y 19	0.005	0.005	1.055	CUMPLE
	PISO 5	16 y 19	0.005	0.005	1.056	CUMPLE
	PISO 4	16 y 19	0.004	0.004	1.058	CUMPLE
	PISO 3	16 y 19	0.004	0.003	1.061	CUMPLE
	PISO 2	16 y 19	0.003	0.003	1.068	CUMPLE
	PISO 1	16 y 19	0.002	0.002	1.203	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla Nº 4. 13. Irregularidad torsional extrema Edificio 12 pisos

VERIFICACIÓN IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA						
SISMO	PISO	ETIQUETA	DR	PROMEDIO DR DE EXTREMOS	DR / DR PROMEDIO	DR EXTREMO < 1.3 DR PROMEDIO
SISMO X	PISO 12	10 y 19	0.005	0.005	1.044	CUMPLE
	PISO 11	10 y 19	0.006	0.005	1.050	CUMPLE
	PISO 10	10 y 19	0.006	0.006	1.054	CUMPLE
	PISO 9	10 y 19	0.006	0.006	1.056	CUMPLE
	PISO 8	10 y 19	0.006	0.006	1.058	CUMPLE
	PISO 7	10 y 19	0.006	0.006	1.059	CUMPLE
	PISO 6	10 y 19	0.006	0.006	1.061	CUMPLE
	PISO 5	10 y 19	0.006	0.006	1.063	CUMPLE

	PISO 4	10 y 19	0.005	0.005	1.066	CUMPLE
	PISO 3	10 y 19	0.005	0.004	1.072	CUMPLE
	PISO 2	10 y 19	0.004	0.003	1.088	CUMPLE
	PISO 1	10 y 19	0.003	0.002	1.153	CUMPLE
SISMO X	PISO 12	16 y 7	0.005	0.005	0.956	CUMPLE
	PISO 11	16 y 7	0.005	0.005	0.950	CUMPLE
	PISO 10	16 y 7	0.005	0.006	0.946	CUMPLE
	PISO 9	16 y 7	0.005	0.006	0.944	CUMPLE
	PISO 8	16 y 7	0.006	0.006	0.942	CUMPLE
	PISO 7	16 y 7	0.006	0.006	0.941	CUMPLE
	PISO 6	16 y 7	0.005	0.006	0.939	CUMPLE
	PISO 5	16 y 7	0.005	0.006	0.937	CUMPLE
	PISO 4	16 y 7	0.005	0.005	0.934	CUMPLE
	PISO 3	16 y 7	0.004	0.004	0.928	CUMPLE
	PISO 2	16 y 7	0.003	0.003	0.912	CUMPLE
	PISO 1	16 y 7	0.002	0.002	0.847	CUMPLE
SISMO Y	PISO 12	10 y 7	0.005	0.005	0.956	CUMPLE
	PISO 11	10 y 7	0.005	0.005	0.951	CUMPLE
	PISO 10	10 y 7	0.005	0.005	0.949	CUMPLE
	PISO 9	10 y 7	0.005	0.005	0.948	CUMPLE
	PISO 8	10 y 7	0.005	0.005	0.947	CUMPLE
	PISO 7	10 y 7	0.005	0.005	0.946	CUMPLE
	PISO 6	10 y 7	0.005	0.005	0.945	CUMPLE
	PISO 5	10 y 7	0.004	0.005	0.944	CUMPLE

	PISO 4	10 y 7	0.004	0.004	0.942	CUMPLE
	PISO 3	10 y 7	0.003	0.003	0.939	CUMPLE
	PISO 2	10 y 7	0.003	0.003	0.932	CUMPLE
	PISO 1	10 y 7	0.002	0.002	0.797	CUMPLE
SISMO Y	PISO 12	16 y 19	0.005	0.005	1.044	CUMPLE
	PISO 11	16 y 19	0.005	0.005	1.049	CUMPLE
	PISO 10	16 y 19	0.005	0.005	1.051	CUMPLE
	PISO 9	16 y 19	0.006	0.005	1.052	CUMPLE
	PISO 8	16 y 19	0.006	0.005	1.053	CUMPLE
	PISO 7	16 y 19	0.005	0.005	1.054	CUMPLE
	PISO 6	16 y 19	0.005	0.005	1.055	CUMPLE
	PISO 5	16 y 19	0.005	0.005	1.056	CUMPLE
	PISO 4	16 y 19	0.004	0.004	1.058	CUMPLE
	PISO 3	16 y 19	0.004	0.003	1.061	CUMPLE
	PISO 2	16 y 19	0.003	0.003	1.068	CUMPLE
	PISO 1	16 y 19	0.002	0.002	1.203	CUMPLE

Tabla N° 4. 14. Irregularidad torsional Sismo X 15 pisos

Niveles	DERIVA	50% de maximo A	CLASIFICACION
PISO 15	0.0011	0.0050	REGULAR
PISO 14	0.0012	0.0050	REGULAR
PISO 13	0.0013	0.0050	REGULAR
PISO 12	0.0014	0.0050	REGULAR
PISO 11	0.0014	0.0050	REGULAR
PISO 10	0.0015	0.0050	REGULAR
PISO 9	0.0015	0.0050	REGULAR
PISO 8	0.0016	0.0050	REGULAR
PISO 7	0.0015	0.0050	REGULAR
PISO 6	0.0015	0.0050	REGULAR
PISO 5	0.0015	0.0050	REGULAR

PISO 4	0.0014	0.0050	REGULAR
PISO 3	0.0012	0.0050	REGULAR
PISO 2	0.0010	0.0050	REGULAR
PISO 1	0.0006	0.0050	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 4. 15. Irregularidad torsional Sismo Y 15 pisos

Niveles	Derivas	50% de maximo A	CLASIFICACION
PISO 15	0.0013	0.005	REGULAR
PISO 14	0.0013	0.005	REGULAR
PISO 13	0.0014	0.005	REGULAR
PISO 12	0.0014	0.005	REGULAR
PISO 11	0.0014	0.005	REGULAR
PISO 10	0.0014	0.005	REGULAR
PISO 9	0.0014	0.005	REGULAR
PISO 8	0.0014	0.005	REGULAR
PISO 7	0.0013	0.005	REGULAR
PISO 6	0.0012	0.005	REGULAR
PISO 5	0.0011	0.005	REGULAR
PISO 4	0.0010	0.005	REGULAR
PISO 3	0.0009	0.005	REGULAR
PISO 2	0.0007	0.005	REGULAR
PISO 1	0.0005	0.005	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 4. 16. Irregularidad torsional Sismo X 18 pisos

Niveles	DERIVA	50% de maximo A	CLASIFICACION
PISO 18	0.0015	0.0050	REGULAR
PISO 17	0.0016	0.0050	REGULAR
PISO 16	0.0017	0.0050	REGULAR
PISO 15	0.0017	0.0050	REGULAR
PISO 14	0.0018	0.0050	REGULAR
PISO 13	0.0019	0.0050	REGULAR
PISO 12	0.0019	0.0050	REGULAR
PISO 11	0.0020	0.0050	REGULAR
PISO 10	0.0020	0.0050	REGULAR
PISO 9	0.0020	0.0050	REGULAR
PISO 8	0.0019	0.0050	REGULAR
PISO 7	0.0019	0.0050	REGULAR
PISO 6	0.0018	0.0050	REGULAR
PISO 5	0.0016	0.0050	REGULAR
PISO 4	0.0014	0.0050	REGULAR

PISO 3	0.0012	0.0050	REGULAR
PISO 2	0.0009	0.0050	REGULAR
PISO 1	0.0001	0.0050	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 4. 17. Irregularidad torsional Sismo Y 18 pisos

Niveles	DERIVA	50% de maximo A	CLASIFICA
PISO 18	0.0018	0.0050	REGULAR
PISO 17	0.0019	0.0050	REGULAR
PISO 16	0.0019	0.0050	REGULAR
PISO 15	0.0019	0.0050	REGULAR
PISO 14	0.0019	0.0050	REGULAR
PISO 13	0.0019	0.0050	REGULAR
PISO 12	0.0019	0.0050	REGULAR
PISO 11	0.0019	0.0050	REGULAR
PISO 10	0.0018	0.0050	REGULAR
PISO 9	0.0018	0.0050	REGULAR
PISO 8	0.0017	0.0050	REGULAR
PISO 7	0.0016	0.0050	REGULAR
PISO 6	0.0014	0.0050	REGULAR
PISO 5	0.0013	0.0050	REGULAR
PISO 4	0.0011	0.0050	REGULAR
PISO 3	0.0009	0.0050	REGULAR
PISO 2	0.0006	0.0050	REGULAR
PISO 1	0.0001	0.0050	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

4.5.2. Análisis Dinámico

4.5.2.1. Aceleración espectral

Para el cálculo de la aceleración espectral se tuvo en cuenta, los parámetros establecidos en el análisis estático, empleando la siguiente fórmula:

Mediante de la ecuación se obtuvo el espectro de respuesta para diferentes periodos.

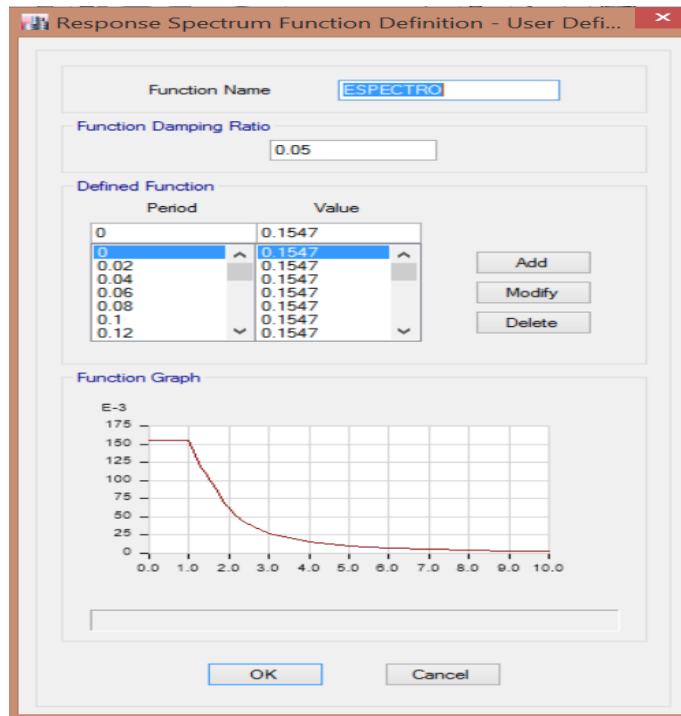


Figura N° 4. 5. Espectro de respuesta Trujillo

Fuente: Elaboración propia

4.5.2.2. Casos de carga

Para el análisis dinámico es necesario definir casos de carga para sismo dinámico en x e y, los cuales se ingresan al programa para su posterior análisis. Además, se tuvo en cuenta el análisis en la dirección vertical, el cual se obtiene de multiplica el espectro empleado en las direcciones horizontales por 2/3.

4.5.2.3. Desplazamientos laterales

Los desplazamientos laterales del centro de masas obtenidos del programa Etabs fueron multiplicados por los valores 0.75XR, siendo $0.75 \times 8 = 6$, con el fin de realizar el control de las derivas máximas permisibles.

Tabla N° 4. 18. Control de derivas Sismo X Edificio 5 pisos

PISO	UX	ALTURA DE PISO (m)	DERIVA INLEASTICA	CONTROL DE DERIVAS E030 $\Delta i/H_i < 0.01$
	m			
5	0.006	2.6	0.0029	SI CUMPLE
4	0.004	2.6	0.0030	SI CUMPLE
3	0.003	2.6	0.0029	SI CUMPLE

2	0.002	2.6	0.0024	SI CUMPLE
1	0.001	3.6	0.0014	SI CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 4. 19. Control de derivas Sismo Y Edificio 5 pisos

PISO	UY	ALTURA DE PISO (m)	DERIVA INLEASTICA	CONTROL DE DERIVAS E030 $\Delta i/H_i < 0.01$
	m			
5	0.004	2.6	0.0015	SI CUMPLE
4	0.003	2.6	0.0017	SI CUMPLE
3	0.002	2.6	0.0017	SI CUMPLE
2	0.001	2.6	0.0017	SI CUMPLE
1	0.001	3.6	0.0011	SI CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 4. 20. Control de derivas Sismo X Edificio 9 pisos

PISO	UX	ALTURA DE PISO (m)	DERIVA INELASTICA	CONTROL DE DERIVAS E030 $\Delta i/H_i < 0.01$
	m			
9	0.026	2.6	0.0072	CUMPLE
8	0.022	2.6	0.0074	CUMPLE
7	0.019	2.6	0.0076	CUMPLE
6	0.016	2.6	0.0077	CUMPLE
5	0.013	2.6	0.0075	CUMPLE
4	0.009	2.6	0.0070	CUMPLE
3	0.006	2.6	0.0062	CUMPLE
2	0.004	2.6	0.0049	CUMPLE
1	0.001	3.6	0.0025	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 4. 21. Control de derivas Sismo Y Edificio 12 pisos

PISO	UY	ALTURA DE PISO m	DERIVA INELÁSTICA	CONTROL E-030 ≤ 0.010
	m			
12	0.034	2.60	0.0082	CUMPLE
11	0.031	2.60	0.0084	CUMPLE
10	0.027	2	0.0085	CUMPLE
9	0.023	2.60	0.0085	CUMPLE

8	0.020	2.60	0.0084	CUMPLE
7	0.016	2.60	0.0081	CUMPLE
6	0.013	2.60	0.0076	CUMPLE
5	0.009	2.60	0.0069	CUMPLE
4	0.006	2.60	0.0060	CUMPLE
3	0.004	2.60	0.0049	CUMPLE
2	0.002	2.60	0.0033	CUMPLE
1	0.000	3.60	0.0003	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 4. 22. Control de derivas Sismo X Edificio 15 pisos

PISO	UX	Altura de Piso m.	Deriva Inelástica	Control E-030 ≤ 0.010
	m			
15	0.045	2.60	0.0059	CUMPLE
14	0.043	2.60	0.0063	CUMPLE
13	0.040	2.60	0.0067	CUMPLE
12	0.037	2.60	0.0071	CUMPLE
11	0.034	2.60	0.0075	CUMPLE
10	0.031	2.60	0.0078	CUMPLE
9	0.028	2.60	0.0080	CUMPLE
8	0.024	2.60	0.0081	CUMPLE
7	0.021	2.60	0.0081	CUMPLE
6	0.017	2.60	0.0080	CUMPLE
5	0.014	2.60	0.0077	CUMPLE
4	0.010	2.60	0.0072	CUMPLE
3	0.007	2.60	0.0065	CUMPLE
2	0.004	2.60	0.0055	CUMPLE
1	0.002	3.60	0.0032	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 4. 23. Control de derivas Sismo Y Edificio 15 Pisos

PISO	UY	Altura de Piso m.	Derivas Inelásticas	Control E-030 ≤ 0.010
	m			
15	0.040	2.60	0.0068	CUMPLE
14	0.037	2.60	0.0070	CUMPLE
13	0.034	2.60	0.0072	CUMPLE
12	0.031	2.60	0.0073	CUMPLE

11	0.028	2.60	0.0074	CUMPLE
10	0.025	2.60	0.0074	CUMPLE
9	0.022	2.60	0.0073	CUMPLE
8	0.019	2.60	0.0071	CUMPLE
7	0.016	2.60	0.0068	CUMPLE
6	0.013	2.60	0.0064	CUMPLE
5	0.010	2.60	0.0059	CUMPLE
4	0.007	2.60	0.0053	CUMPLE
3	0.005	2.60	0.0046	CUMPLE
2	0.003	2.60	0.0037	CUMPLE
1	0.001	3.60	0.0024	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 4. 24. Control de derivas Sismo X Edificio 18 Pisos

PISO	UX	Altura de Piso m.	Derivas Inelásticas	Control E-030 ≤ 0.010
	m			
18	0.063	2.60	0.0076	CUMPLE
17	0.060	2.60	0.0079	CUMPLE
16	0.057	2.60	0.0083	CUMPLE
15	0.053	2.60	0.0088	CUMPLE
14	0.049	2.60	0.0092	CUMPLE
13	0.045	2.60	0.0095	CUMPLE
12	0.041	2.60	0.0098	CUMPLE
11	0.037	2.60	0.0091	CUMPLE
10	0.032	2.60	0.0100	CUMPLE
9	0.028	2.60	0.0099	CUMPLE
8	0.024	2.60	0.0098	CUMPLE
7	0.020	2.60	0.0094	CUMPLE
6	0.016	2.60	0.0090	CUMPLE
5	0.012	2.60	0.0083	CUMPLE
4	0.008	2.60	0.0074	CUMPLE
3	0.005	2.60	0.0062	CUMPLE
2	0.002	2.60	0.0044	CUMPLE
1	0.000	3.60	0.0004	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 4. 25. Control de derivas Sismo Y Edificio 18 Pisos

PISO	UY	Altura de Piso m.	Derivas Inelásticas	Control E-030 ≤ 0.010
	m			
18	0.061	2.60	0.0095	CUMPLE
17	0.057	2.60	0.0097	CUMPLE

16	0.053	2.60	0.0098	CUMPLE
15	0.049	2.60	0.0100	CUMPLE
14	0.044	2.60	0.0092	CUMPLE
13	0.040	2.60	0.0092	CUMPLE
12	0.036	2.60	0.0099	CUMPLE
11	0.031	2.60	0.0098	CUMPLE
10	0.027	2.60	0.0095	CUMPLE
9	0.023	2.60	0.0091	CUMPLE
8	0.019	2.60	0.0086	CUMPLE
7	0.015	2.60	0.0080	CUMPLE
6	0.012	2.60	0.0073	CUMPLE
5	0.009	2.60	0.0065	CUMPLE
4	0.006	2.60	0.0055	CUMPLE
3	0.004	2.60	0.0044	CUMPLE
2	0.002	2.60	0.0030	CUMPLE
1	0.000	3.60	0.0006	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

4.5.2.4. Escalamiento de fuerzas en la base

Este procedimiento se usó para cumplir los requisitos de “fuerza cortante mínima”, establecida en la norma E030. Evitando que los valores de fuerza cortante (dinámico), sean menores al 80% de los valores de fuerza cortante estático (ver tabla)

Tabla Nª 4. 26. Escalamiento fuerzas edificio 5 pisos

CASOS DE CARGA	SISMO ESTÁTICO	VDIN DISEÑO = 80% V EST	SISMO DINÁMICO	FACTOR ESCALA PARA DISEÑO
SISMO X	245.84	196.67	190.37	1.033
SISMO Y	245.84	196.67	197.47	0.996

Fuente: Elaboración propia

4.6. Diseño de la cimentación

Se analizaron los diferentes tipos de cimentación para cada edificación, los cuales son: zapatas aisladas, zapatas combinadas, zapatas conectadas, losa de cimentación; las cuales se diseñaron con las cargas obtenidas del análisis estructural con el programa usado Etabs.

4.6.1. Edificación de 5 pisos

4.6.1.1. Zapata aislada – columna central más solicitada

4.6.1.1.1. Diseño de la placa base

Es necesario el diseño de la placa base puesto que con ello se puede obtener el diseño del pedestal que conecta a la cimentación. Por medio del análisis dinámico con el escalamiento de fuerzas, se ingresaron las combinaciones que establece la norma e060. Y se calculó la envolvente de las siguientes combinaciones

Con ello se llegó a analizar la columna más solicitada, es decir cuyas fuerzas en los apoyos resulten de ser mayores que todas las columnas existentes.

Resultados obtenidos de etabs por envolvente:

Tabla N° 4. 27. Resultados obtenidos por envolvente columna central más solicitada 5 pisos

Carga Axial	216.7813	Tn
Momento Flector Eje X-X	0.5026	Tn.m
Momento Flector Eje Y-Y	0.0836	Tn.m

Fuente: Elaboración Propia

A partir de estos resultados se siguió el siguiente procedimiento para el diseño.

- Dimensionamiento tentativo de la placa base por aplastamiento del concreto.

$$A1(\text{req}) = \frac{Pu}{\phi * c * 0.85 * f'c}$$

$$c = 0.7$$

$$\phi = 0.85$$

$$f'c \text{ (resistencia a la compresión del concreto)} = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$A1(\text{req}) = \frac{216.781 * 1000}{0.85 * 0.7 * 0.85 * 210} = 1734.94 \text{ cm}^2$$

- b) Determinar el largo de la placa base (N) y el ancho de la placa base (B)

$$N = \sqrt{A1(\text{req})} + \Delta$$

Donde:

$$\Delta = \frac{0.95 * d - 0.8 * bf}{2}$$

PERFIL DE LA COLUMNA	d	25.65	cm
W10X45	bf	20.37	cm

$$\Delta = \frac{0.95 * 25.65 - 0.8 * 20.37}{2} = 4.04$$

$$N = \sqrt{1734.94} + 4.04 = 45.7 \text{ cm} \approx 45 \text{ cm}$$

$$B = \frac{1734.94}{45.7} = 38.55 \text{ cm} \approx 45 \text{ cm}$$

- c) Proceso alternativo para la obtención de N y B

$$N \geq d + 2 * (3" \text{ o } 7.62 \text{ cm})$$

$$45 \geq 25.65 + 2 * 7.62 = 40.89 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

$$B \geq bf + 2 * (3" \text{ o } 7.62 \text{ cm})$$

$$45 \geq 20.37 + 2 * 7.62 = 35.61 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

- d) Chequeo por aplastamiento del concreto.

$$A1(\text{diseño}) = N * B > A1$$

$$45 * 45 = 2025 > 1734.94$$

- e) Espesor mínimo para placa base

$$m = \frac{N - 0.95 * d}{2} = \frac{45 - 0.95 * 25.65}{2} = 10.31 \text{ cm}$$

$$n = \frac{B - 0.8 * bf}{2} = \frac{45 - 0.8 * 20.37}{2} = 14.35 \text{ cm}$$

$$n' = \frac{\sqrt{d * bf}}{4} = \frac{\sqrt{25.65 * 20.37}}{4} = 22.86 \text{ cm}$$

$$\lambda = 1$$

$$t_p = 1.5 * (\max n, m, n, \lambda) * \sqrt{\frac{f_p}{F_y}} = 1.5 * 22.86 * \sqrt{\frac{107.6}{2530}} = 7.07 \approx 7 \text{ cm}$$

f) Dimensiones definitivas de placa base

N	LARGO DE LA PLACA BASE	45	cm
B	ANCHO DE LA PLACA BASE	45	cm
tp	ESPESOR DE PLACA BASE	7	cm

g) Diseño del pedestal

$$N2: \text{Largo del pedestal} = 45 + 20 = 65 \text{ cm}$$

$$B2: \text{Ancho del pedestal} = 45 + 20 = 65 \text{ cm}$$

4.6.1.1.2. Dimensionamiento de la cimentación

Tabla N° 4. 28. Resultados análisis estructural columna central más solicitada 5 pisos

DATOS	X (m)	Y (m)	
PEDESTAL	0.65	0.65	
CARGAS	P (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
VIVA	43.45	-0.0012	-0.0069
MUERTA	102.08	0.0004	-0.0108
SISMO X	0	0.1931	0.0933
SISMO Y	0	0.5022	0.0207
$\sigma_t =$	1.40	kg/cm ²	
$\sigma_t =$	14.00	tn/m ²	
%PP =	1.092		
%M =	1.1		
f'c =	210	kg/cm ²	
fy =	4200	kg/cm ²	

Hzap (m) =	0.6	m
-------------------	-----	---

Fuente: Elaboración Propia

Nota: La capacidad admisible del terreno se tomará del promedio del máximo valor de la zona 1 (anexo 2) y del especificado en el EMS del anexo 1, ya que ambos se ubican en el lugar de desarrollo de la presente investigación.

Se estimó un porcentaje de peso propio y momentos actuantes.

$$A = \frac{(PD + PL) * \%PP * \%M}{\sigma t}$$

$$A = \frac{(102.08 + 43.45) * 1.092 * 1.1}{14} = 12.49 \text{ m}^2$$

$$L = \frac{-(-0.65 - 0.65) + \sqrt{(-0.65 - 0.65)^2 - 4 * 12.49}}{2} = 3.53 \text{ m}$$

$$B = \frac{12.49}{3.53} = 3.53 \text{ m}$$

Se determinan las dimensiones de la zapata.

DIMENSIONES ESCOGIDAS		
L =	3.50	m
B =	3.50	m

4.6.1.1.3. Verificación de presiones o esfuerzos

- **Cargas de gravedad**

$$\sigma_1 = \frac{(PD + PL) * \%PP}{A} + \frac{6 * (MDX + MLX)}{B * L^2} + \frac{6(MDY + MLY)}{L * B^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{(102.08 + 43.45) * 1.09}{3.5 * 3.5} + \frac{6 * (0.004 - 0.0012)}{3.5 * 3.5^2} + \frac{6(-0.018 - 0.0069)}{3.5 * 3.5^2}$$

$$\sigma_1 = 12.97 \text{ ton/m}^2 < 14 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

- **Cargas de gravedad más sismo x-x**

$$\sigma_2 = \frac{(\text{PD} + \text{PL} + \text{PSX}) * \%PP}{A} + \frac{6 * (\text{MDX} + \text{MLX} + \text{MSX})}{B * L^2} + \frac{6(\text{MDY} + \text{MLY})}{L * B^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{(102.08 + 43.45 + 0) * 1.09}{3.5 * 3.5} + \frac{6 * (0.004 - 0.0012 + 0.193)}{3.5 * 3.5^2} + \frac{6(-0.018 - 0.0069)}{3.5 * 3.5^2}$$

$$\sigma_2 = 13.00 \text{ ton/m}^2 < 1.3 * 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

- **Cargas de gravedad más sismo y-y**

$$\sigma_3 = \frac{(\text{PD} + \text{PL} + \text{PSY}) * \%PP}{A} + \frac{6 * (\text{MDX} + \text{MLX})}{B * L^2} + \frac{6(\text{MDY} + \text{MLY} + \text{MSY})}{L * B^2}$$

$$\sigma_3 = \frac{(102.08 + 43.45 + 0) * 1.09}{3.5 * 3.5} + \frac{6 * (0.004 - 0.0012)}{3.5 * 3.5^2} + \frac{6(-0.0018 - 0.0069 + 0.0207)}{3.5 * 3.5^2}$$

$$\sigma_3 = 12.97 \text{ ton/m}^2 < 1.3 * 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

4.6.1.1.4. Verificación de esfuerzos considerando peso propio de zapata

Peso Propio = $L * B * H_{zap} * \gamma_{concreto}$

$$\text{Peso propio} = 3.5 * 3.5 * 0.6 * 2.4 = 17.64 \text{ ton}$$

En el cálculo del peso propio de la zapata, se están considerando las dimensiones del mismo, las cuales fueron determinadas a partir de la verificación de presiones para un porcentaje de peso propio. Se evaluó ambos valores de tal forma que se considere el mayor valor, es decir:

$$\% \text{Peso Propio} = 9\% * (102.08 + 43.45) = 13.10 \text{ ton}$$

$$\text{Peso propio de zapata} = 17.64 \text{ ton} > \% \text{Peso Propio de zapata} = 13.10 \text{ ton}$$

Por lo tanto, es necesario hacer la verificación de presiones adicionando el peso propio de la zapata.

- **Cargas de gravedad**

$$\sigma_1 = \frac{(PD + PL) + PP}{A} + \frac{6 * (MDX + MLX)}{B * L^2} + \frac{6(MDY + MLY)}{L * B^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{(102.08 + 43.45) + 17.64}{3.5 * 3.5} + \frac{6 * (0.004 - 0.0012)}{3.5 * 3.5^2} + \frac{6(-0.018 - 0.0069)}{3.5 * 3.5^2}$$

$\sigma_1 = 13.32 \text{ ton/m}^2 < 14 \text{ ton/m}^2$ **cumple**

- **Cargas de gravedad más sismo x-x**

$$\sigma_2 = \frac{(PD + PL + PSX) + PP}{A} + \frac{6 * (MDX + MLX + MSX)}{B * L^2} + \frac{6(MDY + MLY)}{L * B^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{(102.08 + 43.45 + 0) + 17.64}{3.5 * 3.5} + \frac{6 * (0.004 - 0.0012 + 0.193)}{3.5 * 3.5^2} + \frac{6(-0.018 - 0.0069)}{3.5 * 3.5^2}$$

$\sigma_2 = 13.34 \text{ ton/m}^2 < 1.3 * 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2$ **cumple**

- **Cargas de gravedad más sismo y-y**

$$\sigma_3 = \frac{(PD + PL + PSY) + PP}{A} + \frac{6 * (MDX + MLX)}{B * L^2} + \frac{6(MDY + MLY + MSY)}{L * B^2}$$

$$\sigma_3 = \frac{(102.08 + 43.45 + 0) + 17.64}{3.5 * 3.5} + \frac{6 * (0.004 - 0.0012)}{3.5 * 3.5^2} + \frac{6(-0.0018 - 0.0069 + 0.0207)}{3.5 * 3.5^2}$$

$\sigma_3 = 13.32 \text{ ton/m}^2 < 1.3 * 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2$ **cumple**

Dada la verificación de presiones para el peso propio de zapata, se mantienen las dimensiones previamente escogidas.

4.6.1.1.5. Combinaciones de carga

La norma e060 estable en su artículo 9.2 (Resistencia requerida) establece combinaciones de carga, para fuerzas amplificadas con el fin de diseñar elementos y obtener la resistencia de diseño. Las combinaciones que en esta investigación se emplearán para cargas y momentos serán las siguientes:

$$\text{Pu dirección x (mayor valor)} \left\{ \begin{array}{l} 1.4*PD + 1.7*PL \\ 1.25*PD + 1.25*PL + S_x \end{array} \right.$$

$$\text{Mu dirección x (mayor valor)} \left\{ \begin{array}{l} 1.4*MD_x + 1.7*ML_x \\ 1.25*MD_x + 1.25*ML_x + MS_x \end{array} \right.$$

$$\text{Pu dirección y (mayor valor)} \left\{ \begin{array}{l} 1.4*PD + 1.7*PL \\ 1.25*PD + 1.25*PL + S_y \end{array} \right.$$

$$\text{Mu dirección y (mayor valor)} \left\{ \begin{array}{l} 1.4*MD_y + 1.7*ML_y \\ 1.25*MD_y + 1.25*ML_y + MS_y \end{array} \right.$$

4.6.1.1.6. Cálculo de esfuerzos últimos

- Cargas de gravedad

$$\sigma_{u1} = \frac{(1.4 * PD + 1.7 * PL)}{A} + \frac{6 * (1.4 * MD_x + 1.7 * ML_x)}{B * L^2} + \frac{6(1.4 * MD_y + 1.7ML_y)}{L * B^2}$$

$$\sigma_{u1} = \frac{(1.4 * 102.08 + 1.7 * 43.45)}{3.5 * 3.5} + \frac{6 * (1.4 * 0.004 + 1.7 * (-0.0012))}{3.5 * 3.5^2} + \frac{6(1.4 * (-0.0018) + 1.7 * (-0.0069))}{3.5 * 3.5^2}$$

$$\sigma_1 = 17.69 \text{ ton/m}^2$$

- **Gravedad + Sismo X**

$$\begin{aligned} \sigma_2 &= \frac{(1.25 * PD + 1.25PL \pm PSX)}{A} \\ &+ \frac{6 * (1.25 * MDX + 1.25 * MLX \pm MSX)}{B * L^2} \\ &+ \frac{6(1.4 * MDY + 1.7 * MLY)}{L * B^2} \\ \sigma_2 &= \frac{(1.25 * 102.08 + 1.25 * 43.45 \pm 0)}{3.5 * 3.5} \\ &+ \frac{6 * (1.25 * 0.004 + 1.25 * (-0.0012) + 0.193)}{3.5 * 3.5^2} \\ &+ \frac{6(1.4 * 0.004 + 1.7 * (-0.0069))}{3.5 * 3.5^2} \end{aligned}$$

$$\sigma_2 = 14.87 \text{ ton/m}^2$$

- **Gravedad + Sismo Y**

$$\begin{aligned} \sigma_3 &= \frac{(1.25 * PD + 1.25 * PL \pm PSY)}{A} + \frac{6 * (1.25 * MDX + 1.25 * MLX)}{B * L^2} \\ &+ \frac{6(1.25 * MDY + 1.25 * MLY \pm MSY)}{L * B^2} \\ \sigma_3 &= \frac{(1.25 * 102.08 + 1.25 * 43.45 + 0)}{3.5 * 3.5} \\ &+ \frac{6 * (1.25 * 0.004 + 1.25 * (-0.0012))}{3.5 * 3.5^2} \\ &+ \frac{6(1.25 * 0.004 + 1.25 * (-0.0069) + 0.0207)}{3.5 * 3.5^2} \end{aligned}$$

$$\sigma_3 = 14.85 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto, se escoge el mayor esfuerzo último para el diseño:

$$\sigma_1 = 17.69 \text{ ton/m}^2$$

4.6.1.1.7. Diseño por cortante flexión o en una dirección

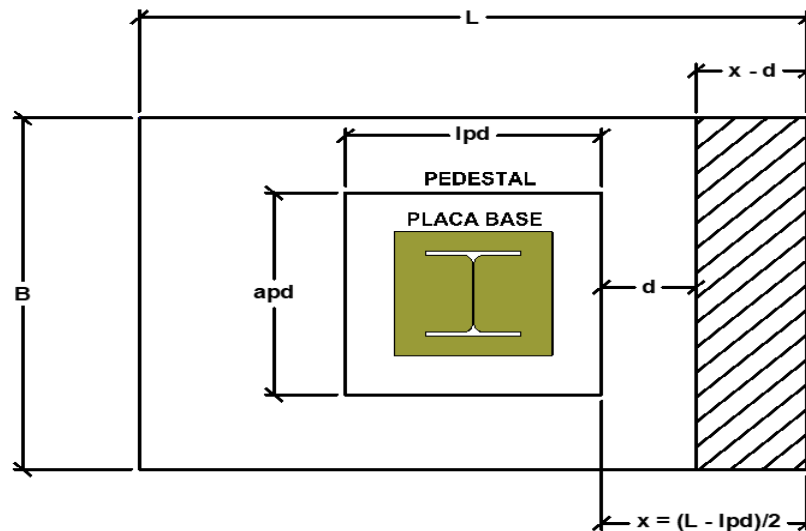


Figura N° 4. 6. Identificación cortante por flexión

Fuente: Elaboración Propia

$$d = 0.65 - 0.075 = 0.525 \text{ m}$$

$$x = \frac{(L - lpd)}{2} = \frac{(3.5 - 0.65)}{2} = 1.425 \text{ m}$$

$$x - d = 1.425 - 0.525 = 0.9 \text{ m}$$

Cortante última en una dirección:

$$V_u = \sigma_u * B * (x - d)$$

$$V_u = 17.69 * 3.5 * 0.9 = 55.73 \text{ ton}$$

Cortante que toma toma el concreto (Vc)

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 3.5 * 0.525 = 141.13 \text{ ton}$$

Debe cumplirse:

$$V_u < \phi V_c$$

$$55.73 \text{ ton} < 141.13 \text{ ton} \quad \text{Cumple}$$

4.6.1.1.8. Cortante por punzonamiento o cortante en dos direcciones

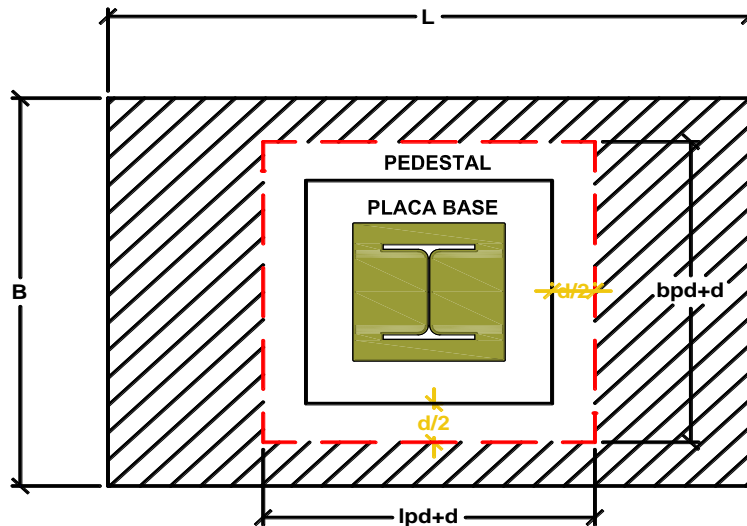


Figura N° 4. 7. Identificación cortante por punzonamiento

Fuente: Elaboración Propia

$$V_{up} = \sigma_u * (A_t - A_o)$$

$$A_o = (l_{pd} + d) * (b_{pd} + d)$$

$$A_o = (0.65 + 0.525) * (0.65 + 0.525) = 1.38 \text{ m}^2$$

$$A_t = 3.5 * 3.5 = 12.25 \text{ m}^2$$

$$V_{up} = 17.69 * (12.25 - 1.38) = 192.31 \text{ ton}$$

Cortante que toma el concreto (V_{cp})

Tomar el mayor valor de:

$$V_{cp1} = 0.27 * \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

β_c = cociente de la dimensión mayor de la columna entre la menor

b_o = Perímetro de la sección crítica

$$V_{cp2} = 0.27 * \left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2\right) * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

α_s = Parámetro igual a 40 para columnas interiores, 30 para excéntricas y para para esquineras

$$V_{cp3} = 1.1 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$\beta_c = \frac{\text{dimensión mayor del pedestal}}{\text{dimensión menor del pedestal}}$$

$$b_o = 2 * (l_{pd} + d) + 2 * (a_{pd} + d)$$

$$\beta_c = \frac{0.65}{0.65} = 1$$

$$b_o = 2 * (0.65 + 0.525) + 2 * (0.65 + 0.525) = 4.7 \text{ m}$$

$$V_{cp1} = 0.27 * \left(2 + \frac{4}{1}\right) * \sqrt{210} * 10 * 4.7 * 0.525 = 579.27 \text{ ton}$$

$$V_{cp2} = 0.27 * \left(\frac{40 * 0.525}{4.7} + 2\right) * \sqrt{210} * 10 * 4.7 * 0.525 = 624.46 \text{ ton}$$

$$V_{cp3} = 1.1 * \sqrt{210} * 10 * 4.7 * 0.525 = 393.33 \text{ ton}$$

$$\Phi V_{cp} = 0.75 * 393.33 = 295.00 \text{ ton}$$

Debe cumplirse

$$V_{up} < \Phi V_{cp}$$

$$192.31 \text{ ton} < 295.00 \text{ ton} \quad \text{CUMPLE}$$

4.6.1.1.9. Diseño por flexión

Cálculo del momento longitudinal

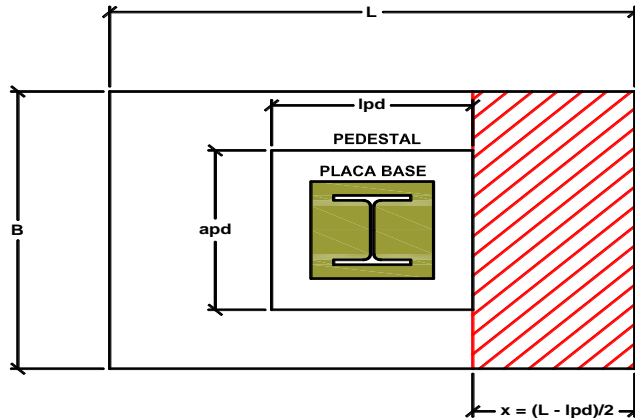


Figura N° 4.8. Identificación sección crítica x flexión

Fuente: Elaboración Propia

$$x = \frac{(3.5 - 0.65)}{2} = 1.425 \text{ m}$$

$$Mu1^- = \sigma u * B * \frac{x^2}{2}$$

$$Mu1^- = 17.69 * 3.5 * \frac{1.425^2}{2} = 62.87 \text{ ton. m}$$

Cálculo del momento transversal

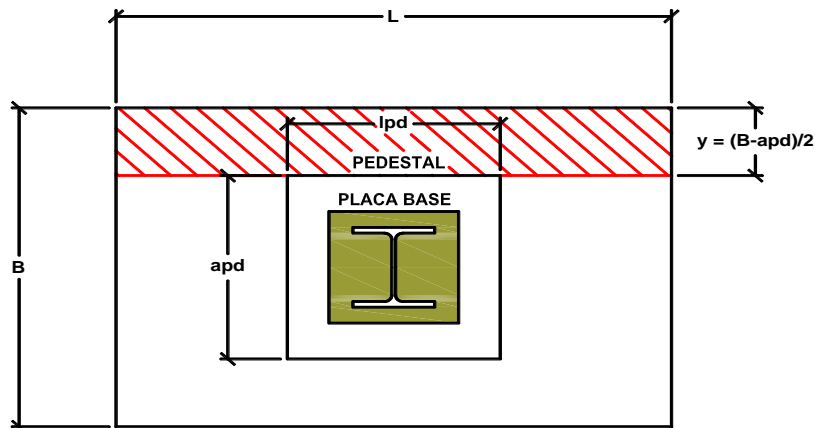


Figura N° 4.9. Identificación sección crítica Y flexión

Fuente: Elaboración Propia

$$Mu2^- = \sigma u * B * \frac{y^2}{2}$$

$$y = \frac{(3.5 - 0.65)}{2} = 1.425 \text{ m}$$

$$Mu1^- = 17.69 * 3.5 * \frac{1.425^2}{2} = 62.87 \text{ ton.m}$$

Cálculo de Momento Mínimo

$$\rho_{\min} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{f_y}$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7 * \sqrt{210}}{4200} = 0.0024$$

$$A_{s\min} = \rho_{\min} * b * d$$

$$A_{s\min} = 0.0024 * 3.5 * 0.525 * 10000 = 44.38 \text{ cm}^2$$

$$a_{\min} = \frac{A_{s\min} * f_y}{0.85 * f'c * b}$$

$$a_{\min} = \frac{2.98 * 4200}{0.85 * 210 * 350} = 2.98 \text{ cm}$$

$$M_{\min} = \phi * A_{s\min} * f_y * \left(d - \frac{a_{\min}}{2} \right)$$

$$M_{\min} = 0.9 * 2.98 * 4200 * \left(52.5 - \frac{2.98}{2} \right) * 10^{-5} = 85.57 \text{ ton.m}$$

$$Mu1^- < M_{\min}$$

$$62.87 \text{ ton.m} < 85.57 \text{ ton.m} \quad \text{Usar } A_{s\min}$$

Cálculo de separación de acero

$$S = \frac{A_b}{A_{st}} * B$$

$$\phi \ 3/4$$

$$S = \frac{2.84}{44.38} * 3.5 = 22.40 \text{ cm} \approx 22.50 \text{ cm}$$

$$\phi \ 5/8$$

$$S = \frac{2.00}{44.38} * 3.5 = 15.77 \text{ cm} \approx 17.50 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se usará como refuerzo longitudinal y transversal:

AS ϕ 5/8 a 17.50 cm

4.6.1.2. Zapata aislada – columna excéntrica más solicitada

Tabla N° 4. 29. Resultado análisis estructural columna excéntrica más solicitada edificio 5 pisos.

DATOS	X (m)	Y (m)	
PEDESTAL	0.65	0.65	
CARGAS	P (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
MUERTA	59.96	0.05	-0.07
VIVA	23.41	0.02	-0.03
SISMO X	22.48	0.05	0.45
SISMO Y	6.55	0.07	0.33
$\sigma_t =$	1.40	kg/cm ²	
$\sigma_t =$	14.00	ton/m ²	
%PP =	1.092		
%M =	1.1		
f'c =	210	kg/cm ²	
fy =	4200	kg/cm ²	
Hzap (m) =	0.60	m	

Fuente: Elaboración propia

4.6.1.2.1. Diseño de la placa base y pedestal

Tabla N° 4. 30. Resultado envolvente columna excéntrica más solicitada 5 pisos

Carga Axial	126.6937	Tn
Momento Flector Eje X-X	0.1545	Tn.m
Momento Flector Eje Y-Y	0.3878	Tn.m
Fuerza Cortante Eje X-X	0	Tn
Fuerza Cortante Eje Y-Y	0	Tn

Fuente: Elaboración Propia

N	LARGO DE LA PLACA BASE	45	cm
B	ANCHO DE LA PLACA BASE	45	cm
tp	ESPESOR DE PLACA BASE	7	cm

LARGO Y ANCHO DEL PEDESTAL

N2	65	cm
B2	65	cm

4.6.1.2.2. Dimensionamiento

De la ecuación se obtiene:

$$A = \frac{(59.96 + 23.41) * 1.092 * 1.1}{14} = 7.16 \text{ m}^2$$

Puesto que se trata de una zapata excéntrica, para su dimensionamiento se empleará la siguiente fórmula:

$$L = 1.75 * B$$

$$B = \sqrt{\frac{A}{1.75}}$$

$$B = \sqrt{\frac{7.16}{1.75}} = 2.02$$

$$L = 1.75 * 2.02 = 3.54 \text{ m}$$

$$L = 3.00 \text{ m}$$

$$B = 3.50$$

Dado que el límite de propiedad se encuentre a 2 m de la aplicación de la aplicación de cargas de la columna, sólo existirá una excentricidad paralela al ancho de la cimentación

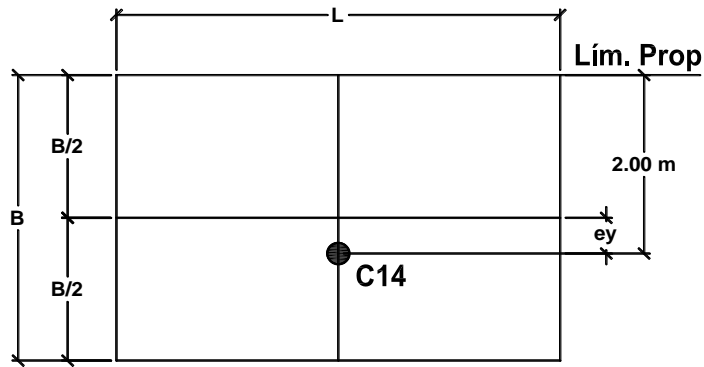


Figura N° 4. 10. Identificación de excentricidad física columna excéntrica

Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto, la excentricidad será:

$$e_y = 2.00 - \frac{3.50}{2} = 0.25 \text{ m}$$

$$e_y = 0.5 \text{ m} = \frac{B}{6} = \frac{3.0}{6} = 0.5 \text{ m}$$

La excentricidad se ubica en el núcleo central, no existen presiones negativas o en tensión.

4.6.1.2.3. Verificación de presiones

Para la verificación de presiones se tomó en cuenta la excentricidad física debido al límite de propiedad, lo cual resultó de obtener distribución trapezoidal de presiones, donde los puntos A y B corresponden a las esquinas inferiores (planta) izquierda y derecha respectivamente; y los puntos C y D corresponden a las esquinas superiores izquierda y derecha.

- Cargas de gravedad

$$\sigma_1 = \frac{P * \%PP}{L * B} \pm \frac{((P1 * e_y + M_x)) * Y_{cg}}{I_x} \pm \frac{M_y * X_{cg}}{I_y}$$

$$\sigma_{1A} = \frac{(59.96 + 23.41) * 1.092}{2.9 * 3.5} \pm \frac{(((59.96 + 23.41) * (-0.25) + (0.05 + 0.02))) * (-1.75)}{10.36} \pm \frac{(-0.07 - 0.03) * (-1.45)}{7.11}$$

$$\sigma_{1A} = 12.50 \text{ ton/m}^2 < 14 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{1B} = 12.46 \text{ ton/m}^2 < 14 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{1C} = 5.48 \text{ ton/m}^2 < 14 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{1D} = 5.44 \text{ ton/m}^2 < 14 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

- **Cargas de gravedad más sismo x-x**

$$\sigma_2 = \frac{(PD + PL + PSX) * \%PP}{L * B} \pm \frac{(((PD + PL + PSX) * e_y + (MD_x + ML_x + Ms_x))) * Y_{cg}}{I_x} \pm \frac{(MD_y + ML_y) * X_{cg}}{I_y}$$

$$\sigma_{2A} = \frac{(59.96 + 23.41 + 22.48) * 1.092}{2.9 * 3.5} \pm \frac{(((59.96 + 23.41 + 22.48) * (-0.25) + (0.05 + 0.02 + 0.07))) * (-1.75)}{10.36} \pm \frac{(-0.07 - 0.03) * (-1.45)}{7.11}$$

$$\sigma_{2A} = 15.86 \text{ ton/m}^2 < 1.3 * 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{2B} = 15.82 \text{ ton/m}^2 < 1.3 * 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{2C} = 6.96 \text{ ton/m}^2 < 1.3 * 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{2D} = 6.92 \text{ ton/m}^2 < 1.3 * 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

- **Cargas de gravedad más sismo y-y**

$$\sigma_3 = \frac{(\mathbf{PD} + \mathbf{PL} + \mathbf{PSY}) * \%PP}{\mathbf{L} * \mathbf{B}} \pm \frac{(((\mathbf{PD} + \mathbf{PL} + \mathbf{PSY}) * \mathbf{ey} + (\mathbf{MDx} + \mathbf{MLx} + \mathbf{MsY}))) * \mathbf{Ycg}}{\mathbf{Ix}} \pm \frac{(\mathbf{MDy} + \mathbf{MLy}) * \mathbf{Xcg}}{\mathbf{Iy}}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{3A} &= \frac{(59.96 + 23.41 + 6.55) * 1.092}{2.9 * 3.5} \\ &\pm \frac{(((59.96 + 23.41 + 6.55) * (-0.25) + (0.05 + 0.02 + 0.337))) * (-1.75)}{10.36} \\ &\pm \frac{(-0.07 - 0.03) * (-1.45)}{7.11} \end{aligned}$$

$$\sigma_{3A} = 13.42 \text{ ton/m}^2 < 1.3 * 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{3B} = 13.38 \text{ ton/m}^2 < 1.3 * 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{3C} = 5.97 \text{ ton/m}^2 < 1.3 * 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{3D} = 5.92 \text{ ton/m}^2 < 1.3 * 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

4.6.1.2.4. Verificación de esfuerzos considerando peso propio de zapata

$$\text{Peso propio} = 3.0 * 3.5 * 0.6 * 2.4 = 15.12 \text{ ton}$$

$$\% \text{Peso Propio} = 9\% * (59.96 + 23.41) = 7.23 \text{ ton}$$

$$\text{Peso propio de zapata} = 15.12 \text{ ton} > \% \text{ Peso Propio de zapata} = 7.23 \text{ ton}$$

Por lo tanto, es necesario hacer la verificación de presiones adicionando el peso propio de la zapata.

- Cargas de gravedad

$$\sigma_1 = \frac{\mathbf{P} + \mathbf{PP}}{\mathbf{L} * \mathbf{B}} \pm \frac{((\mathbf{P1} * \mathbf{ey} + \mathbf{Mx})) * \mathbf{Ycg}}{\mathbf{Ix}} \pm \frac{\mathbf{My} * \mathbf{Xcg}}{\mathbf{Iy}}$$

$$\sigma_{1A} = \frac{(59.96 + 23.41) + 15.12}{2.9 * 3.5} \pm \frac{(((59.96 + 23.41) * (-0.25) + (0.05 + 0.02))) * (-1.75)}{10.36} \pm \frac{(-0.07 - 0.03) * (-1.45)}{7.11}$$

$$\sigma_{1A} = 13.18 \text{ ton/m}^2 < 14 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{1B} = 13.14 \text{ ton/m}^2 < 14 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{1C} = 6.17 \text{ ton/m}^2 < 14 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{1D} = 6.12 \text{ ton/m}^2 < 14 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

- **Cargas de gravedad más sismo x-x**

$$\sigma_2 = \frac{(PD + PL + PSX) + PP}{L * B} \pm \frac{(((PD + PL + PSX) * e_y + (MD_x + ML_x + MS_x))) * Y_{cg}}{I_x} \pm \frac{(MD_y + ML_y) * X_{cg}}{I_y}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{2A} &= \frac{(59.96 + 23.41 + 22.48) + 15.12}{2.9 * 3.5} \pm \frac{(((59.96 + 23.41 + 22.48) * (-0.25) + (0.05 + 0.02 + 0.07))) * (-1.75)}{10.36} \pm \frac{(-0.07 - 0.03) * (-1.45)}{7.11} \end{aligned}$$

$$\sigma_{2A} = 16.34 \text{ ton/m}^2 < 1.3 * 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{2B} = 16.30 \text{ ton/m}^2 < 1.3 * 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{2C} = 7.44 \text{ ton/m}^2 < 1.3 * 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{2D} = 7.40 \text{ ton/m}^2 < 1.3 * 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

- **Cargas de gravedad más sismo y-y**

$$\sigma_3 = \frac{(PD + PL + PSY) + PP}{L * B} \pm \frac{(((PD + PL + PSY) * ey + (MDx + MLx + MsY))) * Ycg}{Ix} \pm \frac{(MDy + MLy) * Xcg}{Iy}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{3A} &= \frac{(59.96 + 23.41 + 6.55) + 15.12}{2.9 * 3.5} \\ &\pm \frac{(((59.96 + 23.41 + 6.55) * (-0.25) + (0.05 + 0.02 + 0.337))) * (-1.75)}{10.36} \\ &\pm \frac{(-0.07 - 0.03) * (-1.45)}{7.11} \end{aligned}$$

$$\sigma_{3A} = 14.05 \text{ ton/m}^2 < 1.3 * 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{3B} = 14.01 \text{ ton/m}^2 < 1.3 * 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{3C} = 6.59 \text{ ton/m}^2 < 1.3 * 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{3D} = 6.55 \text{ ton/m}^2 < 1.3 * 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

Dada la verificación de presiones para el peso propio de zapata, se mantienen las dimensiones previamente escogidas.

4.6.1.2.5. Cálculo de esfuerzos últimos

- Cargas de gravedad

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{1.4 * PD + 1.7 * PL}{L * B} \\ &\pm \frac{(((1.4 * PD + 1.7 * PL) * ey + (1.4 * MDx + 1.7 * MLx))) * Ycg}{Ix} \\ &\pm \frac{(1.4 * MDy + 1.7 * MLy) * Xcg}{Iy} \end{aligned}$$

σ_{U1A}

$$\begin{aligned} &= \frac{(1.4 * 59.96 + 1.7 * 23.41)}{2.9 * 3.5} \\ &\pm \frac{(((1.4 * 59.96 + 1.7 * 23.41) * (-0.25) + (1.4 * 0.05 + 1.7 * 0.02))) * (-1.75)}{10.36} \\ &\pm 1.7 * \frac{(-1.4 * 0.07 - 0.03) * (-1.45)}{7.11} \end{aligned}$$

$$\sigma_{u1A} = 17.43 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{u1b} = 17.37 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{u1C} = 7.01 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{u1D} = 6.95 \text{ ton/m}^2$$

- **Gravedad + Sismo X**

σ_2

$$\begin{aligned} &= \frac{(1.25 * PD + 1.25 * PL + PSX)}{L * B} \\ &\pm \frac{(((1.25 * PD + 1.25 * PL + PSX) * e_y + (1.25 * MD_x + 1.25 * ML_x + Ms_x))) * Y_{cg}}{I_x} \\ &\pm \frac{(1.25 * MD_y + 1.25 * ML_y) * X_{cg}}{I_y} \end{aligned}$$

σ_{2UA}

$$\begin{aligned} &= \frac{(1.25 * 59.96 + 1.25 * 23.41 + 22.48)}{2.9 * 3.5} \\ &\pm \frac{(((1.25 * 59.96 + 1.25 * 23.41 + 22.48) * (-0.25) + (1.25 * 0.05 + 1.25 * 0.02 + 0.07))) * (-1.75)}{10.36} \\ &\pm \frac{(-0.07 - 0.03) * (-1.45)}{7.11} \end{aligned}$$

$$\sigma_{u2A} = 17.84 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{u2B} = 17.78 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{u2C} = 7.18 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{u2D} = 7.13 \text{ ton/m}^2$$

- Gravedad + Sismo Y

σ_3

$$= \frac{(1.25 * PD + 1.25 * PL + PSY) + PP}{L * B}$$

$$\pm \frac{(((1.25 * PD + 1.25 * PL + PSY) * e_y + (1.25 * MD_x + 1.25 * ML_x + MsY))) * Y_{cg}}{I_x}$$

$$\pm \frac{(1.25 * MD_y + 1.25 * ML_y) * X_{cg}}{I_y}$$

3A

$$= \frac{(1.25 * 59.96 + 1.25 * 23.41 + 6.55) + 15.12}{2.9 * 3.5}$$

$$\pm \frac{(((1.25 * 59.96 + 1.25 * 23.41 + 6.55) * (-0.25) + (1.25 * 0.05 + 1.25 * 0.02 + 0.337))) * (-1.75)}{10.36}$$

$$\pm \frac{(-0.07 - 0.03) * (-1.45)}{7.11}$$

$$\sigma_{3A} = 15.55 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{3B} = 15.49 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{3C} = 6.33 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{3D} = 6.28 \text{ ton/m}^2$$

Se escoge el promedio de esfuerzos últimos para el diseño en la dirección X:

$$\sigma_{1X} = 17.81 \text{ ton/m}^2$$

4.6.1.2.6. Diseño por cortante flexión o en una dirección

$$d = 0.65 - 0.075 = 0.525 \text{ m}$$

$$X = \frac{(2.9 - 0.65)}{2} = 1.125 \text{ m}$$

$$X - d = 1.125 - 0.525 = 0.6 \text{ m}$$

Cortante última en una dirección (Dirección X)

$$V_u = \sigma_u * B * (X - d)$$

$$V_u = 17.81 * 3.5 * 0.6 = 40.52 \text{ ton}$$

Cortante que toma el concreto (V_c)

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 3.5 * 0.525 = 141.13 \text{ ton}$$

Debe cumplirse:

$$V_u < \phi V_c$$

$$40.52 < 141.13 \text{ ton} \quad \text{Cumple}$$

Cortante última en una dirección (Dirección Y)

$$q(y) = 17.84 * 2.9 + \left(\frac{(7.18 * 2.9 - 17.84 * 2.90)}{2.9} \right) Y$$

$$q(y) = 51.72 - 10.66Y$$

$$V(y) = 51.72Y - 5.33Y^2$$

$$V(y) = 51.72 * 0.65 - 5.33 * 0.65^2 = 31.37 \text{ ton}$$

Cortante que toma el concreto (V_c)

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 2.9 * 0.525 = 116.93 \text{ ton}$$

Debe cumplirse:

$$V_u < \phi V_c$$

$$31.37 < 116.93 \text{ ton} \quad \text{Cumple}$$

4.6.1.2.7. Cortante por punzonamiento o cortante en dos direcciones

$$A_o = (0.65 + 0.525) * (0.65 + 0.525) = 1.38 \text{ m}^2$$

$$X \text{ (coordenada perímetro crítico en x)} = 0.59 \text{ m}$$

$$Y_1 \text{ (coordenada 1 esquinas inferiores perímetro crítico en y)} = 1.10 \text{ m}$$

$$Y_2 \text{ (coordenada 2 esquinas superiores perímetro crítico en y)} = 0.60 \text{ m}$$

$$\sigma_{uA'} = 15.84 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{uB'} = 15.82 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{uC'} = 10.67 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{uD'} = 10.65 \text{ ton/m}^2$$

$$V_{ud} = \left(\frac{15.82 + 15.84 + 10.67 + 10.65}{4} \right) * 1.18 * 1.18 = 18.28$$

$$P_u = 1.25 * 59.96 + 1.25 * 23.41 + 22.48 = 126.69 \text{ ton}$$

$$V_{up} = 126.69 - 18.28 = 108.41 \text{ ton}$$

$$\beta_c = \frac{0.65}{0.65} = 1$$

$$b_o = 2 * (0.65 + 0.525) + 2 * (0.65 + 0.525) = 4.7 \text{ m}$$

$$V_{cp1} = 0.27 * \left(2 + \frac{4}{1} \right) * \sqrt{210} * 10 * 4.7 * 0.525 = 579.27 \text{ ton}$$

$$V_{cp2} = 0.27 * \left(\frac{30 * 0.525}{4.7} + 2 \right) * \sqrt{210} * 10 * 4.7 * 0.525 = 516.62 \text{ ton}$$

$$V_{cp3} = 1.1 * \sqrt{210} * 10 * 4.7 * 0.525 = 393.33 \text{ ton}$$

$$\phi V_{cp} = 0.75 * 393.33 = 295.00 \text{ ton}$$

Debe cumplirse

$$V_{up} < \phi V_{cp}$$

$$108.41 \text{ ton} < 295.00 \text{ ton} \quad \text{CUMPLE}$$

4.6.1.2.8. Diseño por flexión

Cálculo del momento longitudinal

$$M_{u1} = \sigma_u * B * \frac{x^2}{2}$$

$$x = \frac{(2.9 - 0.65)}{2} = 1.175 \text{ m}$$

$$M_{u1} = 17.81 * 3.5 * \frac{1.175^2}{2} = 39.45 \text{ ton.m}$$

Cálculo del momento transversal

$$M(y) = 25.86Y - 1.78Y^3$$

$$y = (3.5 - 2) - \frac{0.65}{2} = 1.18 \text{ m}$$

$$Mu = 32.82 \text{ ton.m}$$

Cálculo de Momento Mínimo

$$\rho_{\min} = \frac{0.7 * \sqrt{210}}{4200} = 0.0024$$

$$As_{\min} = 0.0024 * 3.5 * 0.525 * 10000 = 44.38 \text{ cm}^2$$

$$As_{\min} = 0.0024 * 2.9 * 0.525 * 10000 = 37.80 \text{ cm}^2$$

$$a_{\min} = \frac{44.38 * 4200}{0.85 * 210 * 350} = 2.98 \text{ cm}$$

$$a_{\min} = \frac{37.80 * 4200}{0.85 * 210 * 290} = 2.54 \text{ cm}$$

$$M_{\min} = 0.9 * 44.38 * 4200 * \left(52.5 - \frac{2.98}{2}\right) * 10^{-5} = 80.57 \text{ ton.m}$$

$$M_{\min} = 0.9 * 37.80 * 4200 * \left(52.5 - \frac{2.54}{2}\right) * 10^{-5} = 70.47 \text{ ton.m}$$

$$Mu < M_{\min}$$

$$39.45 \text{ ton.m} < 85.57 \text{ ton.m} \quad \text{Usar As min}$$

$$32.82 \text{ ton.m} < 85.57 \text{ ton.m} \quad \text{Usar As min}$$

Cálculo de separación de acero

Longitudinal

$$\phi \text{ 3/4}$$

$$S = \frac{2.84}{44.38} * 3.5 * 100 = 19.20 \text{ cm} \approx 20.00 \text{ cm}$$

$$\phi \text{ 5/8}$$

$$S = \frac{2.00}{44.38} * 3.5 * 100 = 13.52 \text{ cm} \approx 15.0 \text{ cm}$$

Transversal

$$\phi \text{ 3/4}$$

$$S = \frac{2.84}{44.38} * 2.9 * 100 = 22.40 \text{ cm} \approx 22.50 \text{ cm}$$

ϕ 5/8

$$S = \frac{2.00}{44.38} * 2.9 * 100 = 15.77 \text{ cm} \approx 17.50 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se usará como refuerzo longitudinal y transversal:

Refuerzo Longitudinal AS ϕ 5/8 a 15.00 cm

Refuerzo Transversal AS ϕ 5/8 a 17.50 cm

4.6.2. Edificación de 9 pisos

4.6.2.1. Zapata aislada – columna central más solicitada

4.6.2.1.1. Dimensionamiento

Tabla N° 4. 31. Resultados análisis estructural columna central más solicitada edificio 9 pisos

DATOS	X (m)	Y (m)	
PEDESTAL	0.65	0.65	
CARGAS	P (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
VIVA	82.15	-0.0012	-0.0073
MUERTA	188.78	0.0008	-0.0101
SISMO X	0	0.5631	
SISMO Y	0		0.1522
$\sigma_t =$	1.40	kg/cm ²	
$\sigma_t =$	14.00	tn/m ²	
%PP =	1.092		
%M =	1.1		
f'c =	210	kg/cm ²	
fy =	4200	kg/cm ²	
Hzap (m) =	0.6	m	

Fuente: Elaboración propia

$$A = \frac{(188.78 + 82.15) * 1.092 * 1.1}{14} = 23.25 \text{ m}^2$$

Se determinan las dimensiones de la zapata.

$$L = \frac{-(-(0.65 - 0.65) + \sqrt{(-(0.65 - 0.65))^2 - 4 * 23.25}}{2} = 4.82 \text{ m}$$

$$B = \frac{23.25}{4.82} = 4.82 \text{ m}$$

DIMENSIONES ESCOGIDAS		
L =	4.70	m
B =	4.70	m

4.6.2.1.2. Verificación de presiones o esfuerzos

- **Cargas de gravedad**

$$\sigma_1 = \frac{(188.78 + 82.15) * 1.09}{4.7 * 4.7} + \frac{6 * (0.0008 - 0.0012)}{4.7 * 4.7^2} + \frac{6(-0.01 - 0.0073)}{4.7 * 4.7^2}$$

$$\sigma_1 = 13.39 \text{ ton/m}^2 < 14 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

- **Cargas de gravedad más sismo x-x**

$$\sigma_2 = \frac{(188.78 + 82.15 + 0) * 1.09}{4.7 * 4.7} + \frac{6 * (0.004 - 0.0012 + 0.5631)}{4.7 * 4.7^2} + \frac{6(-0.01 - 0.0073)}{4.7 * 4.7^2}$$

$$\sigma_2 = 13.42 \text{ ton/m}^2 < 1.3 * 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

- **Cargas de gravedad más sismo y-y**

$$\sigma_3 = \frac{(188.78 + 82.15 + 0) * 1.09}{4.7 * 4.7} + \frac{6 * (0.004 - 0.0012)}{4.7 * 4.7^2} + \frac{6(-0.01 - 0.0073 + 0.1522)}{4.7 * 4.7^2}$$

$$\sigma_3 = 13.40 \text{ ton/m}^2 < 1.3 * 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

4.6.2.1.3. Verificación de esfuerzos considerando peso propio de zapata

$$\text{Peso propio} = 4.7 * 4.7 * 0.7 * 2.4 = 37.11 \text{ ton}$$

$$\% \text{Peso Propio} = 9\% * (188.78 + 82.15) = 24.38 \text{ ton}$$

Peso propio de zapata = 37.11 ton > % Peso Propio de zapata = 24.38 ton

Por lo tanto, es necesario hacer la verificación de presiones adicionando el peso propio de la zapata.

- **Cargas de gravedad**

$$\sigma_1 = \frac{(188.78 + 82.15) + 37.11}{4.7 * 4.7} + \frac{6 * (0.0008 - 0.0012)}{4.7 * 4.7^2} + \frac{6(-0.01 - 0.0073)}{4.7 * 4.7^2}$$

$\sigma_1 = 13.94 \text{ ton/m}^2 < 14 \text{ ton/m}^2$ **cumple**

- **Cargas de gravedad más sismo x-x**

$$\sigma_2 = \frac{(188.78 + 82.15 + 0) + 37.11}{4.7 * 4.7} + \frac{6 * (0.004 - 0.0012 + 0.5631)}{4.7 * 4.7^2} + \frac{6(-0.01 - 0.0073)}{4.7 * 4.7^2}$$

$\sigma_2 = 13.98 \text{ ton/m}^2 < 1.3 * 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2$ **cumple**

- **Cargas de gravedad más sismo y-y**

$$\sigma_3 = \frac{(188.78 + 82.15 + 0) + 37.11}{4.7 * 4.7} + \frac{6 * (0.004 - 0.0012)}{4.7 * 4.7^2} + \frac{6(-0.01 - 0.007 + 0.1522)}{4.7 * 4.7^2}$$

$\sigma_3 = 13.95 \text{ ton/m}^2 < 1.3 * 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2$ **cumple**

Dada la verificación de presiones para el peso propio de zapata, se mantienen las dimensiones previamente escogidas.

4.6.2.1.4. Cálculo de esfuerzos últimos

- **Cargas de gravedad**

$$\sigma_{u1} = \frac{(1.4 * 188.78 + 1.7 * 82.15)}{4.7 * 4.7} + \frac{6 * (1.4 * 0.0008 - 1.7 * 0.0012)}{4.7 * 4.7^2} + \frac{6(1.4 * -0.01 - 1.7 * 0.0073)}{4.7 * 4.7^2}$$

$\sigma_{u1} = 18.28 \text{ ton/m}^2$

- **Gravedad + Sismo X**

$$\sigma_2 = \frac{(1.25 * 188.78 + 1.25 * 82.15 + 0)}{4.7 * 4.7} + \frac{6 * (1.25 * 0.004 - 1.25 * 0.0012 + 0.5631)}{4.7 * 4.7^2} + \frac{6(-1.25 * 0.01 - 1.25 * 0.0073)}{4.7 * 4.7^2}$$

$$\sigma_{2*} = 15.36 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{2**} = 15.30 \text{ ton/m}^2$$

- **Gravedad + Sismo Y**

$$\sigma_3 = \frac{(1.25 * 188.78 + 1.25 * 82.15 + 0) + 37.11}{4.7 * 4.7} + \frac{6 * (1.25 * 0.004 - 1.25 * 0.0012)}{4.7 * 4.7^2} + \frac{6(1.25 * -0.01 - 1.25 * 0.007 + 0.1522)}{4.7 * 4.7^2}$$

$$\sigma_{3*} = 15.34 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{3**} = 15.32 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto, se escoge el mayor esfuerzo último para el diseño:

$$\sigma_{u1} = 18.28 \text{ ton/m}^2$$

4.6.2.1.5. Diseño por cortante flexión

$$d = 0.70 - 0.075 = 0.625 \text{ m}$$

$$x = \frac{(L - l_{pd})}{2} = \frac{(3.7 - 0.65)}{2} = 2.025 \text{ m}$$

$$x - d = 2.025 - 0.625 = 1.4 \text{ m}$$

Cortante última en una dirección:

$$V_u = 18.28 * 3.7 * 1.4 = 120.31 \text{ ton}$$

Cortante que toma el concreto (V_c)

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 3.7 * 0.625 = 225.61 \text{ ton}$$

Debe cumplirse:

$$V_u < \phi V_c$$

$$120.31 \text{ ton} < 191.77 \text{ ton} \quad \text{Cumple}$$

4.6.2.1.6. Cortante por punzonamiento

$$A_o = (0.65 + 0.625) * (0.65 + 0.625) = 1.63 \text{ m}^2$$

$$A_t = 3.7 * 3.7 = 13.69 \text{ m}^2$$

$$V_{up} = 18.28 * (13.69 - 1.63) = 374.19 \text{ ton}$$

Cortante que toma el concreto (V_{cp})

$$\beta_c = \frac{0.65}{0.65} = 1$$

$$b_o = 2 * (0.65 + 0.625) + 2 * (0.65 + 0.625) = 5.1 \text{ m}$$

$$V_{cp1} = 0.27 * \left(2 + \frac{4}{1}\right) * \sqrt{210} * 10 * 4.7 * 0.625 = 748.30 \text{ ton}$$

$$V_{cp2} = 0.27 * \left(\frac{40 * 0.625}{4.7} + 2\right) * \sqrt{210} * 10 * 4.7 * 0.625 = 860.79 \text{ ton}$$

$$V_{cp3} = 1.1 * \sqrt{210} * 10 * 4.7 * 0.625 = 508.10 \text{ ton}$$

$$\phi V_{cp} = 0.75 * 508.10 = 381.08 \text{ ton}$$

Debe cumplirse

$$V_{up} < \phi V_{cp}$$

$$374.19 \text{ ton} < 381.08 \text{ ton} \quad \text{CUMPLE}$$

4.6.2.1.7. Diseño por flexión

Cálculo del momento longitudinal

$$x = \frac{(4.7 - 0.65)}{2} = 2.025 \text{ m}$$

$$M_{u1^-} = 18.28 * 4.7 * \frac{2.025^2}{2} = 176.20 \text{ ton.m}$$

Cálculo del momento transversal

$$y = \frac{(4.7 - 0.65)}{2} = 2.025 \text{ m}$$

$$Mu1^- = 18.28 * 4.7 * \frac{2.025^2}{2} = 176.20 \text{ ton.m}$$

Cálculo de Momento Mínimo

$$\rho_{\min} = \frac{0.7 * \sqrt{210}}{4200} = 0.0024$$

$$As_{\min} = 0.0024 * 4.7 * 0.625 * 10000 = 70.95 \text{ cm}^2$$

$$a_{\min} = \frac{70.95 * 4200}{0.85 * 210 * 470} = 3.55 \text{ cm}$$

$$M_{\min} = 0.9 * 70.95 * 4200 * \left(62.5 - \frac{3.55}{2}\right) * 10^{-5} = 162.85 \text{ ton.m}$$

$$Mu1^- < M_{\min}$$

$$176.20 \text{ ton.m} > 162.85 \text{ ton.m} \quad \text{Hallar As por tanteo}$$

Cálculo de separación de acero

$$\phi \ 3/4$$

$$S = \frac{2.84}{76.96} * 4.7 = 17.34 \text{ cm} \approx 17.50 \text{ cm}$$

$$\phi \ 5/8$$

$$S = \frac{2.00}{76.96} * 4.7 = 12.21 \text{ cm} \approx 12.50 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se usará como refuerzo longitudinal y transversal:

AS $\phi \ 5/8$ a 12.50 cm

4.6.2.2. Zapata aislada – columna excéntrica más solicitada

4.6.2.2.1. Dimensionamiento

Tabla N° 4. 32. Resultado análisis estructural columna excéntrica más solicitada edificio 9 pisos

DATOS	X (m)	Y (m)	
PEDESTAL	0.75	0.75	
CARGAS	P (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
MUERTA	112.41	0.06	-0.07
VIVA	44.65	0.03	-0.03
SISMO X	117.87	0.21	0.45
SISMO Y	30.88	1.33	0.33
$\sigma_t =$	1.40	kg/cm ²	
$\sigma_c =$	14.00	ton/m ²	
%PP =	1.092		
%M =	1.1		
f'c =	210	kg/cm ²	
fy =	4200	kg/cm ²	
Hzap (m) =	0.70	m	

Fuente: Elaboración Propia

$$A = \frac{(112.41 + 44.65) * 1.092 * 1.1}{14} = 13.48 \text{ m}^2$$

Puesto que se trata de una zapata excéntrica, para su dimensionamiento se empleará la siguiente fórmula:

$$B = \sqrt{\frac{13.48}{1.75}} = 2.78$$

$$L = 1.75 * 2.78 = 4.86 \text{ m}$$

DIMENSIONES ESCOGIDAS		
L =	4.80	m

B =	3.90	m
------------	-------------	----------

$$e_y = \frac{3.90}{2} - 2 = 0.05 \text{ m}$$

$$e_y = 0.05 < \frac{B}{6} = \frac{4.10}{6} = 0.68 \text{ m}$$

La excentricidad se ubica en el núcleo central, no hay presiones negativas o en tensión.

4.6.2.2.2. Verificación de esfuerzos

- Cargas de gravedad

$$\begin{aligned} \sigma_{1A} &= \frac{(112.41 + 44.65) * 1.092}{4.8 * 3.9} \\ &\pm \frac{(((112.41 + 44.65) * (-0.05) + (0.06 + 0.03))) * (-1.95)}{23.73} \\ &\pm \frac{(-0.07 - 0.03) * (-2.40)}{35.94} \end{aligned}$$

$$\sigma_{1A} = 9.81 \text{ ton/m}^2 < 14 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{1B} = 9.79 \text{ ton/m}^2 < 14 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{1C} = 8.53 \text{ ton/m}^2 < 14 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{1D} = 8.52 \text{ ton/m}^2 < 14 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

- Cargas de gravedad más sismo x-x

$$\begin{aligned} \sigma_{2A} &= \frac{(112.41 + 44.65 + 117.87) * 1.092}{4.8 * 3.9} \\ &\pm \frac{(((112.41 + 44.65 + 117.87) * (-0.05) + (0.06 + 0.03 + 0.21))) * (-1.95)}{23.73} \\ &\pm \frac{(-0.07 - 0.03) * (-2.40)}{35.94} \end{aligned}$$

$$\sigma_{2A} = 17.15 \text{ ton/m}^2 < 1.3 * 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{2B} = 17.14 \text{ ton/m}^2 < 1.3 * 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{2C} = 14.94 \text{ ton/m}^2 < 1.3 * 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{2D} = 14.93 \text{ ton/m}^2 < 1.3 \cdot 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

- **Cargas de gravedad más sismo y-y**

σ_{3A}

$$= \frac{(112.41 + 44.65 + 30.88) \cdot 1.092}{4.8 \cdot 3.9}$$

$$\pm \frac{(((112.41 + 44.65 + 117.87) \cdot (-0.05) + (0.06 + 0.03 + 1.33))) \cdot (-1.95)}{23.73}$$

$$\pm \frac{(-0.07 - 0.03) \cdot (-2.40)}{35.94}$$

$$\sigma_{3A} = 11.63 \text{ ton/m}^2 < 1.3 \cdot 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{3B} = 11.61 \text{ ton/m}^2 < 1.3 \cdot 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{3C} = 10.31 \text{ ton/m}^2 < 1.3 \cdot 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{3D} = 10.30 \text{ ton/m}^2 < 1.3 \cdot 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

4.6.2.2.3. Verificación de esfuerzos considerando peso propio de la zapata

$$\text{Peso propio} = 4.8 \cdot 3.9 \cdot 0.7 \cdot 2.4 = 31.45 \text{ ton}$$

$$\% \text{Peso Propio} = 9\% \cdot (112.41 + 44.65) = 14.14 \text{ ton}$$

$$\text{Peso propio de zapata} = 14.14 \text{ ton} > \% \text{ Peso Propio de zapata} = 37.88 \text{ ton}$$

Por lo tanto, es necesario hacer la verificación de presiones adicionando el peso propio de la zapata.

- **Cargas de gravedad**

$$\sigma_{1A} = 10.71 \text{ ton/m}^2 < 14 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{1B} = 10.70 \text{ ton/m}^2 < 14 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{1C} = 9.44 \text{ ton/m}^2 < 14 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{1D} = 9.42 \text{ ton/m}^2 < 14 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

- **Cargas de gravedad más sismo x-x**

$$\sigma_{2A} = 17.48 \text{ ton/m}^2 < 1.3 \cdot 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{2B} = 17.47 \text{ ton/m}^2 < 1.3 \cdot 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{2C} = 15.27 \text{ ton/m}^2 < 1.3 \cdot 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{2D} = 15.25 \text{ ton/m}^2 < 1.3 \cdot 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

- **Cargas de gravedad más sismo y-y**

$$\sigma_{3A} = 12.38 \text{ ton/m}^2 < 1.3 \cdot 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{3B} = 12.37 \text{ ton/m}^2 < 1.3 \cdot 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{3C} = 11.07 \text{ ton/m}^2 < 1.3 \cdot 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{3D} = 11.06 \text{ ton/m}^2 < 1.3 \cdot 14 = 18.20 \text{ ton/m}^2 \quad \text{cumple}$$

4.6.2.2.4. Cálculo de esfuerzos últimos

- **Cargas de gravedad**

σ_{U1A}

$$= \frac{(1.4 \cdot 112.41 + 1.7 \cdot 44.65) \cdot 1.092}{4.8 \cdot 3.9}$$

$$\pm \frac{\left(\left((1.4 \cdot 112.41 + 1.7 \cdot 44.65) \cdot (-0.05) + (1.4 \cdot 0.06 + 1.7 \cdot 0.03) \right) \right) \cdot (-1.95)}{23.73}$$

$$\pm \frac{(-1.4 \cdot 0.07 - 1.7 \cdot 0.03) \cdot (-2.40)}{35.94}$$

$$\sigma_{U1A} = 13.42 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{U1B} = 13.40 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{U1C} = 11.52 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{U1D} = 11.50 \text{ ton/m}^2$$

- **Cargas de gravedad más sismo x-x**

σ_{U2A}

$$= \frac{(1.25 \cdot 112.41 + 1.25 \cdot 44.65 + 117.87) \cdot 1.092}{4.8 \cdot 3.9}$$

$$\pm \frac{\left(\left((1.25 \cdot 112.41 + 1.25 \cdot 44.65 + 117.87) \cdot (-0.05) + (1.25 \cdot 0.06 + 1.25 \cdot 0.03 + 0.21) \right) \right) \cdot (-1.95)}{23.73}$$

$$\pm \frac{(-1.25 \cdot 0.07 - 1.25 \cdot 0.03) \cdot (-2.40)}{35.94}$$

$$\sigma_{2A} = 18.06 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{U2B} = 18.04 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{U2C} = 15.53 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{U2D} = 15.51 \text{ ton/m}^2$$

- **Cargas de gravedad más sismo y-y**

σ_{U3A}

$$= \frac{(1.25 * 112.41 + 1.25 * 44.65 + 30.88) * 1.092}{4.8 * 3.9}$$

$$\pm \frac{\left(\left((1.25 * 112.41 + 1.25 * 44.65 + 117.87) * (-0.05) + (1.25 * 0.06 + 1.25 * 0.03 + 1.33) \right) * (-1.95) \right)}{23.73}$$

$$\pm \frac{(-1.25 * 0.07 - 1.25 * 0.03) * (-2.40)}{35.94}$$

$$\sigma_{U3A} = 12.96 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{U3B} = 12.94 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{U3C} = 11.33 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{U3D} = 11.31 \text{ ton/m}^2$$

Se escoge para la dirección X la presión de diseño

$$\sigma_{U2} = 18.05 \text{ ton/m}^2$$

4.6.2.2.5. Diseño por cortante flexión

$$d = 0.70 - 0.075 = 0.525 \text{ m}$$

$$X = \frac{(4.8 - 0.75)}{2} = 2.025 \text{ m}$$

$$X - d = 2.025 - 0.625 = 1.4 \text{ m}$$

Cortante última en una dirección (Dirección X)

$$V_u = 18.05 * 3.9 * 1.4 = 98.55 \text{ ton}$$

Cortante que toma el concreto (V_c)

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 3.9 * 0.625 = 187.21 \text{ ton}$$

Debe cumplirse:

$$V_u < \phi V_c$$

$$98.55 < 187.21 \text{ ton} \quad \text{Cumple}$$

Cortante última en una dirección (Dirección Y)

$$q(y) = 18.06 * 4.8 + \left(\frac{(15.53 * 4.8 - 18.06 * 4.8)}{4.8} \right) Y$$

$$q(y) = 86.67 - 2.53Y$$

$$V(y) = 86.67Y - 1.27Y^2$$

$$V(y) = 86.67 * 0.9 - 1.27 * 0.9^2 = 76.98 \text{ ton}$$

Cortante que toma el concreto (V_c)

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 4.8 * 0.625 = 187.21 \text{ ton}$$

Debe cumplirse:

$$V_u < \phi V_c$$

$$76.98 < 159.13 \text{ ton} \quad \text{Cumple}$$

4.6.2.2.6. Cortante por punzonamiento

$$A_o = (0.75 + 0.625) * (0.75 + 0.625) = 1.89 \text{ m}^2$$

$$X \text{ (coordenada perímetro crítico en x)} = 0.69 \text{ m}$$

$$Y_1 \text{ (coordenada 1 esquinas inferiores perímetro crítico en y)} = 1.05 \text{ m}$$

$$Y_2 \text{ (coordenada 2 esquinas superiores perímetro crítico en y)} = 0.95 \text{ m}$$

$$\sigma_{uA'} = 17.47/\text{m}^2$$

$$\sigma_{uB'} = 17.46 \text{ ton}/\text{m}^2$$

$$\sigma_{uC'} = 16.17 \text{ ton}/\text{m}^2$$

$$\sigma_{uD'} = 16.17 \text{ ton}/\text{m}^2$$

$$V_{ud} = \left(\frac{17.47 + 17.46 + 16.17 + 16.17}{4} \right) * 1.38 * 1.38 = 31.79$$

$$P_u = 1.25 * 112.41 + 1.25 * 44.65 + 117.87 = 314.19 \text{ ton}$$

$$V_{up} = 314.19 - 31.79 = 282.40 \text{ ton}$$

$$\beta_c = \frac{0.75}{0.75} = 1$$

$$b_o = 2 * (0.75 + 0.625) + 2 * (0.75 + 0.625) = 5.5 \text{ m}$$

$$V_{cp1} = 0.27 * \left(2 + \frac{4}{1}\right) * \sqrt{210} * 10 * 5.5 * 0.625 = 806.99 \text{ ton}$$

$$V_{cp2} = 0.27 * \left(\frac{30 * 0.525}{4.7} + 2\right) * \sqrt{210} * 10 * 5.5 * 0.625 = 727.51 \text{ ton}$$

$$V_{cp3} = 1.1 * \sqrt{210} * 10 * 5.5 * 0.625 = 547.96 \text{ ton}$$

$$\Phi V_{cp} = 0.75 * 547.96 = 410.97 \text{ ton}$$

Debe cumplirse

$$V_{up} < \Phi V_{cp}$$

$$282.40 \text{ ton} < 410.97 \text{ ton} \quad \text{CUMPLE}$$

4.6.2.2.7. Diseño por flexión

Cálculo del momento longitudinal

$$x = \frac{(4.8 - 0.75)}{2} = 2.025 \text{ m}$$

$$M_{u1^-} = 18.05 * 3.9 * \frac{2.025^2}{2} = 144.32 \text{ ton.m}$$

Cálculo del momento transversal

$$M(y) = 43.34Y^2 - 0.42Y^3$$

$$y = (3.9 - 2) - \frac{0.75}{2} = 1.18 \text{ m}$$

$$M_u = 99.29 \text{ ton.m}$$

Cálculo de Momento Mínimo

$$\rho_{min} = \frac{0.7 * \sqrt{210}}{4200} = 0.0024$$

$$A_{smin} = 0.0024 * 3.9 * 0.625 * 10000 = 58.87 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.0024 * 4.8 * 0.625 * 10000 = 72.46 \text{ cm}^2$$

$$a_{min} = \frac{58.87 * 4200}{0.85 * 210 * 390} = 3.55 \text{ cm}$$

$$a_{min} = \frac{72.46 * 4200}{0.85 * 210 * 480} = 2.89 \text{ cm}$$

$$M_{min} = 0.9 * 58.87 * 4200 * \left(62.5 - \frac{3.55}{2}\right) * 10^{-5} = 135.13 \text{ ton.m}$$

$$M_{min} = 0.9 * 72.46 * 4200 * \left(62.5 - \frac{2.89}{2}\right) * 10^{-5} = 167.23 \text{ ton.m}$$

$$M_{u1} < M_{min}$$

$$144.32 \text{ ton.m} < 135.13 \text{ ton.m} \quad \text{Hallar As por tanteo}$$

$$99.29 \text{ ton.m} < 167.23 \text{ ton.m} \quad \text{Usar As min}$$

Cálculo de separación de acero

Longitudinal

$$\phi \ 3/4$$

$$S = \frac{2.84}{96.94} * 3.9 * 100 = 17.58 \text{ cm} \approx 17.50 \text{ cm}$$

$$\phi \ 5/8$$

$$S = \frac{2.00}{96.94} * 3.9 * 100 = 12.38 \text{ cm} \approx 12.50 \text{ cm}$$

Transversal

$$\phi \ 3/4$$

$$S = \frac{2.84}{83.02} * 4.8 * 100 = 18.81 \text{ cm} \approx 20.00 \text{ cm}$$

$$\phi \ 5/8$$

$$S = \frac{2.00}{83.02} * 4.8 * 100 = 17.77 \text{ cm} \approx 17.50 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se usará como refuerzo longitudinal y transversal:

Refuerzo Longitudinal **AS ϕ 5/8 a 12.50 cm**

Refuerzo Transversal **AS ϕ 5/8 a 17.50 cm**

4.6.3. Edificación de 12 pisos

4.6.3.1. Zapata combinada – columnas excéntricas más solicitadas

Tabla N° 4. 33. Resultado análisis estructural columnas excéntricas más solicitadas 12 pisos

Datos	columna 10	columna 1
x	0.80	0.90
y	0.80	0.90
PM (ton)	122.38	170.96
PL (ton)	41.28	61.30
PSX (ton)	30.82	294.12
PSY (ton)	220.13	71.33
MDX (ton.m)	0.01	0.08
MDY (ton.m)	0.15	-0.10
MLX (ton.m)	0.004	0.03
MLY (ton.m)	0.06	-0.03
MX-SDINX (ton.m)	0.95	0.18
MY-SDINX (ton.m)	1.21	3.42
MX-SDINY (ton.m)	3.80	1.09
MY-SDINY (ton.m)	0.48	1.34
$\sigma_t =$	1.40	kg/cm ²
$\sigma_t =$	14.00	ton/m ²
%PP =	1.09	
%MM =	1.10	
f'c =	210.00	kg/cm ²
fy =	4200.00	kg/cm ²
Hzap =	0.70	m

Fuente: Elaboración Propia

4.6.3.1.1. Dimensionamiento

$$A = \frac{(PD1 + PL1 + PD2 + PL2) * \%PP * \%M}{\sigma_t}$$

$$A = \frac{(122.38 + 41.28 + 170.96 + 61.30) * 1.09 * 1.10}{14.00} = 39.04 \text{ m}^2$$

Para calcular la longitud de la cimentación se tuvo en cuenta el límite de propiedad a 2 metros de los ejes perimetrales. Además, se consideró como volado derecho 1 metro.

$$L = 1 + 0.9/2 + 7.5 + 2 = 10.95 \text{ m}$$

$$B = 10.95/2 = 5.45 \text{ m} = 5.50 \text{ m}$$

$$I_x = \frac{10.95 * 5.50^3}{12} = 151.82 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{5.50 * 10.95^3}{12} = 601.76 \text{ m}^4$$

4.6.3.1.2. Verificación de esfuerzos

Para el cálculo de esfuerzos es necesario ubicar la resultante de cargas y evaluar excentricidades para los diferentes estados de carga:

- Cargas de gravedad

$$x'c'1 \text{ (límite de propiedad)} = 2 \text{ m}$$

$$L_n \text{ (luz entre ejes)} = 7.5 \text{ m}$$

$$R \text{ (resultante de cargas)} = 122.38 + 41.28 + 170.96 + 61.30 = 395.92 \text{ ton}$$

$$P1 = 122.38 + 41.28 = 163.66 \text{ ton}$$

$$P2 = 170.96 + 61.30 = 232.26 \text{ ton}$$

$$M1x = 0.01 + 0.004 = 0.01 \text{ ton.m}$$

$$M2x = 0.08 + 0.03 = 0.11 \text{ ton.m}$$

$$M1y = 0.15 + 0.06 = 0.21 \text{ ton.m}$$

$$M2y = -0.10 - 0.03 = -0.13 \text{ ton.m}$$

Para el cálculo de X_r se puede tomar momentos en el extremo izquierdo de la cimentación o emplear la siguiente fórmula:

$$X_r = \frac{P1 * x'c'1 + P2 * (L_n + x'c'1) + M1 + M2}{R}$$

$$X_r = \frac{163.66 * 2 + 232.26 * (7.5 + 2) + 0.01 + 0.11}{395.92} = 6.40 \text{ m}$$

$$Y_{cg} \text{ (centro geométrico en } y) = 5.50/2 = 2.75$$

$$X_{cg} \text{ (centro geométrico en } x) = 10.90/2 = 5.45 \text{ m}$$

$$e_x = 6.40 - 5.45 = 0.95 < \frac{L}{6} = 1.82$$

La excentricidad se ubica dentro del núcleo central.

Debido a la excentricidad, los esfuerzos resultarán ser trapezoidales; por consiguiente, se tomará en cuenta ambas direcciones, con el fin de evaluar los esfuerzos en las cuatro esquinas de la cimentación.

$$\sigma_1 = \frac{(P_1 + P_2) * \%PP}{L * B} \pm \frac{((P_1 * e_{x1} + M_{y1}) + (P_2 * e_{x2} + M_{y2})) * X_{cg}}{I_y} \\ \pm \frac{(M_{x1} + M_{x2}) * Y_{cg}}{I_x}$$

$$\sigma_1 = \frac{(163.66 + 232.26) * 1.09}{10.90 * 5.50} \\ \pm \frac{((163.66 * (-3.45) + 0.21) + (232.26 * 4.05 - 0.13)) * (5.45)}{593.55} \\ \pm \frac{(0.01 + 0.11) * (2.75)}{151.12}$$

$$\sigma_1 \text{ (A)} = 3.74 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_1 \text{ (B)} = 10.61 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_1 \text{ (C)} = 3.74 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_1 \text{ (D)} = 10.61 \text{ ton/m}^2$$

- **Gravedad + sismo horario**

$$R \text{ (resultante de cargas)} = 122.38 + 41.28 + 30.82 + 170.96 + 61.30 + 294.12 = 720.85 \text{ ton}$$

$$P_1 = 122.38 + 41.28 + 30.82 = 194.48 \text{ ton}$$

$$P_2 = 170.96 + 61.30 + 294.12 = 526.38 \text{ ton}$$

$$M_{1x} = 0.01 + 0.004 + 0.95 + 3.8 = 4.76 \text{ ton.m}$$

$$M_{2x} = 0.08 + 0.03 + 0.18 + 1.09 = 1.38 \text{ ton.m}$$

$$M1y = 0.15 + 0.06 + 1.21 + 0.48 = 1.90 \text{ ton.m}$$

$$M2y = -0.10 - 0.03 + 3.42 + 1.34 = 4.63 \text{ ton.m}$$

$$X_r = \frac{194.48 * 2 + 526.38 * (7.5 + 2) + 4.76 + 1.38}{720.85} = 6.40 \text{ m}$$

$$Y_{cg} = 2.75 \text{ m}$$

$$X_{cg} = 5.45 \text{ m}$$

$$e_x = 6.40 - 5.45 = 0.95 < L/6 = 1.82$$

La excentricidad se ubica dentro del núcleo central.

Debido a la excentricidad, los esfuerzos resultarán ser trapezoidales; por consiguiente, se tomará en cuenta ambas direcciones, con el fin de evaluar los esfuerzos en las cuatro esquinas de la cimentación.

- **Gravedad + sismo antihorario**

$$R \text{ (resultante de cargas)} = 122.38 + 41.28 - 30.82 + 170.96 + 61.30 - 294.12 = 70.98 \text{ ton}$$

$$P1 = 122.38 + 41.28 - 30.82 = 132.84 \text{ ton}$$

$$P2 = 170.96 + 61.30 - 294.12 = -61.86 \text{ ton}$$

$$M1x = 0.01 + 0.004 - 0.95 - 3.8 = -4.74 \text{ ton.m}$$

$$M2x = 0.08 + 0.03 - 0.18 - 1.09 = -1.16 \text{ ton.m}$$

$$M1y = 0.15 + 0.06 + 1.21 + 0.48 = 1.90 \text{ ton.m}$$

$$M2y = -0.10 - 0.03 + 3.42 + 1.34 = 4.63 \text{ ton.m}$$

$$X_r = \frac{132.84 * 2 - 61.86 * (7.5 + 2) - 4.76 - 1.38}{70.98} = -4.62 \text{ m}$$

La resultante se ubica fuera la cimentación. No se analizará el edificio con zapatas combinadas a partir de este resultado.

4.6.3.2. Zapata conectada – columnas excéntricas más solicitadas

4.6.3.2.1. Dimensionamiento

Zapata 1

$$A = \frac{(122.38 + 41.28) * 1.092 * 1.1}{14} = 14.66 \text{ m}^2$$

Se determinan las dimensiones de la zapata.

$$L = \frac{-(-(0.80 - 0.80)) + \sqrt{(-(0.80 - 0.80))^2 - 4 * 14.66}}{2} = 3.83 \text{ m}$$

$$B = \frac{14.66}{3.83} = 3.83 \text{ m}$$

$$L = 3.7 \text{ m}$$

$$B = 3.7 \text{ m}$$

4.6.3.2.2. Verificación de esfuerzos

Se realizará la verificación de presiones para el estado de carga Gravedad + sismo antihorario, para evaluar si es posible el uso de zapata conectadas.

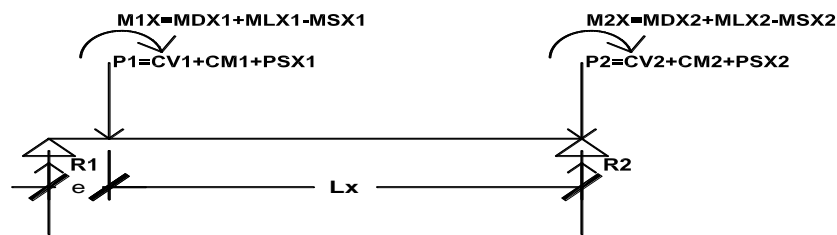


Figura N° 4. 11. Idealización de zapata conectada para dos columnas

Fuente: Elaboración Propia

La zapata excéntrica 1 tiene 2 metros hacia fuera del eje de columna.

Por lo tanto, la excentricidad es:

$$e = 2 - 3.7/2 = 0.15$$

$$P1 = 122.38 + 41.28 - 30.82 = 132.84 \text{ ton}$$

$$P2 = 170.95 + 61.30 - 294.12 = -61.86 \text{ ton}$$

$$M1x = 0.01 + 0.004 - 0.95 = -0.94 \text{ ton.m}$$

$$M2x = 0.08 + 0.03 - 0.18 = -0.07 \text{ ton.m}$$

$$M1y = 0.15 + 0.06 = 0.16 \text{ ton.m}$$

$$M2y = -0.10 - 0.03 = -0.13 \text{ ton.m}$$

$$R1 = \frac{P1 * Lx - (M1 + M2)}{(Lx + e)}$$

$$R1 = \frac{132.84 * 7.5 - (-0.94 - 0.07)}{(7.5 + 0.15)} = 130.37 \text{ ton}$$

$$R2 = \frac{P1 * e}{(Lx + e)} + \frac{(M1 + M2)}{(Lx + e)} + P2$$

$$R2 = \frac{132.84 * 0.15}{(7.5 + 0.15)} + \frac{(-0.94 - 0.07)}{(7.5 + 0.15)} - 61.86 = -59.39$$

Se puede observar que R2 resultó ser negativo, debido a que las fuerzas sísmicas en la dirección X son muy grandes. Por lo tanto, se descarta el uso de zapatas conectadas para la edificación de 12 pisos, teniendo como última alternativa el uso de losas de cimentación.

4.6.3.3. Platea de cimentación – Franjas más desfavorables

Se tuvo en cuenta la consideración de un piso adicional debajo de la superestructura a 2.5m. Para diseñar la Platea de cimentación se usó como criterio dividir el área por franjas tanto para el eje "X" y el eje "Y", el área de la cimentación es de 34m x 25 m, la cimentación estará compuesto de pedestales de 20 cm de alto, finalmente analizaremos si cumple con la capacidad admisible del suelo tomado de la Mecánica de Suelos (EMS).

Para analizar la losa de cimentación correctamente hemos usado el método Rígido Convencional Modificado, actualmente existen los siguientes métodos para analizar una Losa de cimentación: El Método Rígido Convencional, El Método Flexible aproximado, Método del Elemento Finito.

Para esta investigación usaremos El Método Rígido Convencional Modificado, Este tipo método equilibra las fuerzas actuantes de las columnas con la presión admisible del suelo, se obtiene las nuevas presiones del suelo con la siguiente formula:

$$q_{1,2} (new) = \frac{\sum Q_u}{A} \pm \frac{\sum Q_u e_x (B/2)}{I_y}$$

Las cargas de las columnas y la presión del suelo obtenidas de la ecuación anterior servirán para construir los diagramas de corte y de momento.

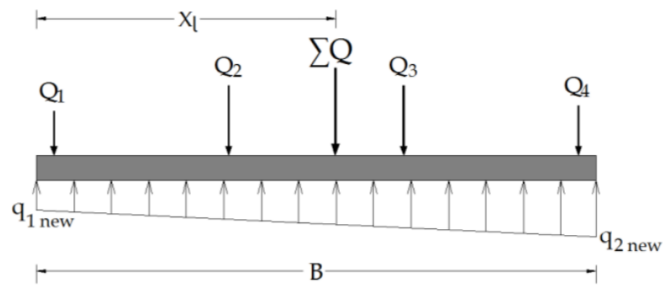


Figura N° 4. 12. Representación de esfuerzos del terreno en una franja

Fuente: Elaboración propia

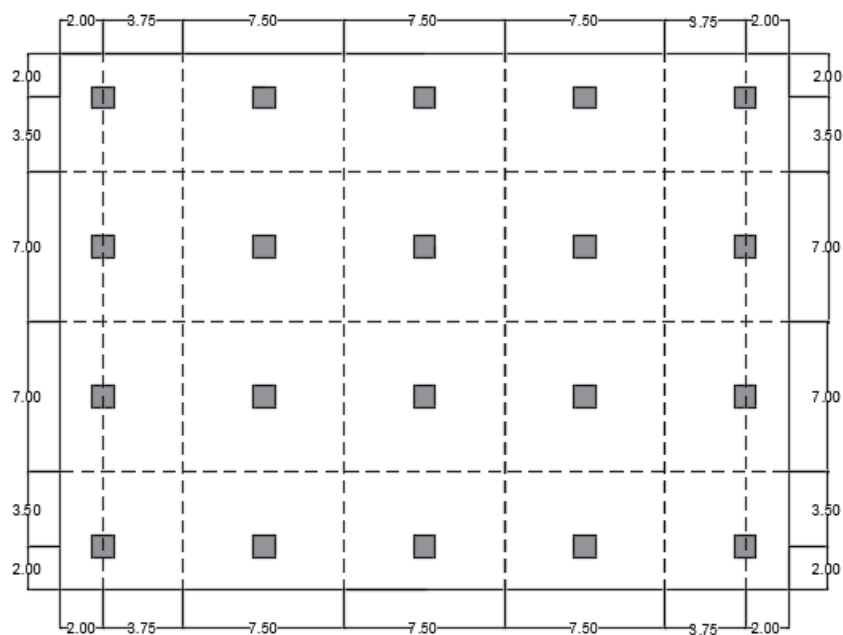


Figura N° 4. 13. Detalle de la losa de cimentación

Fuente: Elaboración propia

Las Plateas de Cimentación son usadas por lo general en edificios que se sitúan en terrenos con baja capacidad portante, cuando el área a cimentar es mayor al 50%.

4.6.3.3.1. Método rígido convencional

Dirección X:

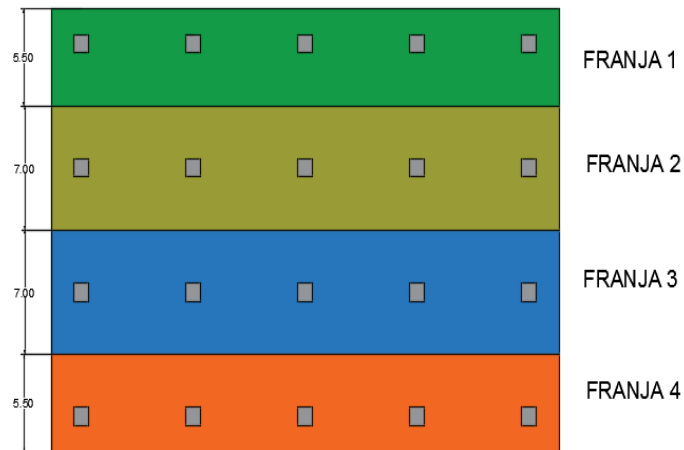


Figura N° 4. 14. Franjas de losa en la dirección X

Fuente: Elaboración propia

Dirección Y

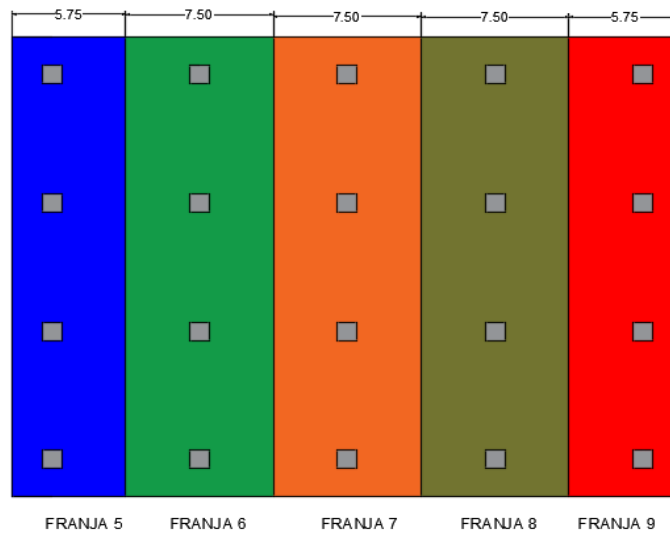


Figura N° 4. 15. Franjas de losa en la dirección Y

Fuente: Elaboración propia

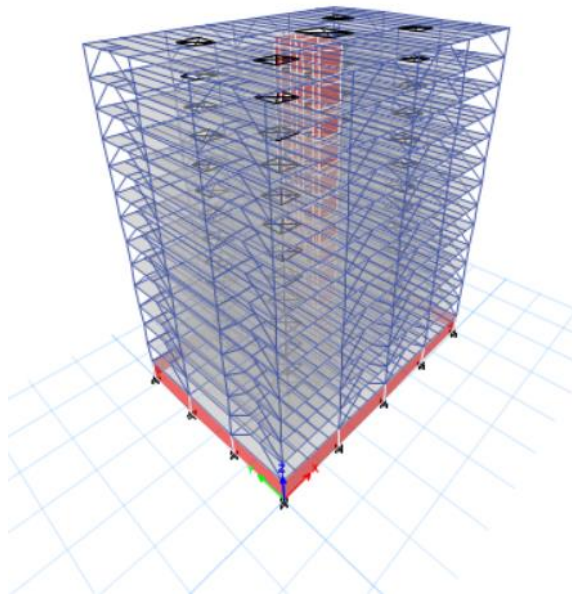


Figura N° 4. 16. Estructuración edificio 12 pisos en programa etabs

Fuente: Elaboración propia

4.6.3.3.2. Diseño placa base y pedestal

Se analizó la columna más solicitada en nuestro caso será la c-19,

Calculo del esfuerzo sometido a la carga axial

Tabla N° 4. 34. Resultados de cargas y momentos en los apoyos por envolvente

Carga Axial	Pu	730.01	Tn
Reacción de momento flector para el eje X-X	Mux	2.87	Tn.m
Reacción de momento flector para el eje Y-Y	Muy	5.33	Tn.m
Reacción de fuerza cortante para el eje X-X	Vux	135.59	Tn
Reacción de fuerza cortante de la envolvente para el eje Y-Y	Vuy	0.39	Tn

Fuente: Elaboración propia

Área requerida por aplastamiento del concreto

$$A1(\text{requerida}) = \frac{Pu}{\phi c 0.85 f_c} = 4381.81 \text{ cm}^2$$

Cálculo del largo y ancho de la placa base

$$N = \sqrt{A1(\text{req})} + \Delta; \text{ donde } \Delta = \frac{0.95d - 0.80bf}{2}$$

Datos de la columna

$$\text{Perfil : w12 x 210 : } d = 37.3 \text{ cm ; } bf = 32.5 \text{ cm}$$

$$\Delta = \frac{0.95d - 0.80bf}{2} = 4.72$$

$$N = \sqrt{A1(\text{req})} + \Delta = 70.9 \text{ cm} \approx 85 \text{ cm}$$

$$B = 51.55 \text{ cm} \approx 60 \text{ cm}$$

Chequeo por resistencia del concreto

$$f_p = \frac{P}{A} \pm \frac{6Pe}{BN^2}$$

$$f_{p1} = \frac{730.01 \text{ tn}}{0.85\text{m} \times 0.60\text{m}} + \frac{6 \times 5.33 \text{ tn} \cdot \text{m}}{0.60 \times 0.85^2} = 1505.16 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} = 150.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia del concreto

$$R_n = 0.7 \times 0.85 \times 280 = 166.60 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$166.60 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > 150.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{ok}$$

Se verificaron que las dimensiones tomadas cumplan con las siguientes expresiones:

$$N \geq d + 2(3" \text{ o } 7.62 \text{ cm}) \Rightarrow N \geq 37.3 + 2(7.62) = 52.54 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

$$B \geq bf + 2(3" \text{ o } 7.62 \text{ cm}) \Rightarrow B \geq 32.5 + 2(7.62) = 47.74 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

∴ Las Dimensiones que tiene la placa base seran de 85 cm y 60 cm

Calculo del espesor de la placa base

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} = \frac{85 \text{ cm} - 0.95(37.3)}{2} = 24.78 \text{ cm}$$

$$n = \frac{B - 0.8bf}{2} = \frac{60\text{cm} - 0.8(32.5)}{2} = 17 \text{ cm}$$

$$n' = \frac{\sqrt{d bf}}{2} = \frac{\sqrt{37.3(32.5)}}{2} = 8.70 \text{ cm}$$

$$\lambda = 1$$

$$\lambda n' = 8.70(1) = 8.70 \text{ cm}$$

$$t_p = 1.5(\max n, m \text{ o } \lambda n') \sqrt{\frac{f_p}{f_y}} \Rightarrow 1.5 \times 24.78 \text{ cm} \times \sqrt{\frac{150.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 9.07 \text{ cm}$$

$$\approx 10 \text{ cm}$$

$$t_p = 10 \text{ cm}$$

∴ El espesor de la Placa base sera de 10 cm.

Tomando como referencia el ACI 318 (2014) , se tomó como consideraciones en el espaciamiento de pernos con los siguientes detalles , 8 pernos de $\varnothing 1 \frac{3}{8}$ ".

espaciamiento entre pernos = 25 cm

borde minimo = 15 cm

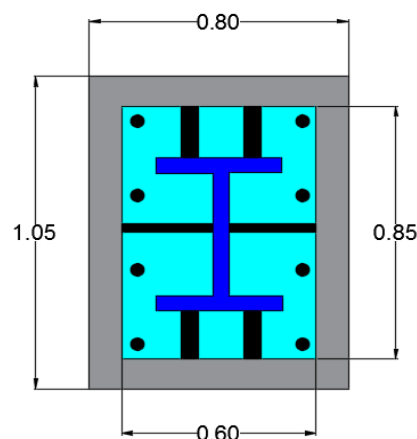


Figura N° 4. 17. Detalle placa base y pernos de anclaje

Fuente: Elaboración propia

4.6.3.3.3. Diseño de los pernos de anclaje

Calculo de la Fuerza de tracción actuante por perno (rut) :

$$2rut(0.375) + 2rut(0.125) + 2rut(0.125) + 2rut(0.375) = 5.33 \text{ tn. m}$$

$$2rut = 5.33 \text{ tn. m} \Rightarrow rut = 2.67 \text{ tn}$$

Calculo de la Fuerza cortante actuante por perno (Vu):

$$r_{uv} = \frac{V_u}{n^\circ \text{ pernos}} = \frac{135.59 \text{ tn}}{8} = 16.94 \text{ tn}$$

Calculo del efecto combinado de tracción y cortante por perno, según ZAPATA (1991)

$$T = CV_u + T_u ; \text{ donde : } C = 1.85 , V_u = r_{uv} \text{ y } T_u = rut$$

$$T = 1.85 \times 16.94 + 2.97 = 34.30 \text{ tn} \approx 75.64 \text{ kips}$$

Calculo de la Resistencia por perno al efecto de tracción y cortante:

$$\phi R_n = \phi F'_{nt} A_b, \text{ donde } \phi = 0.75 \text{ y } F'_{nt} = 1.3 F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_{rv} \leq F_{nt}$$

$$F_{nt} = 0.75 F_u \Rightarrow 0.75(120 \text{ ksi}) = 90 \text{ ksi} = 6325.20 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{nv}(\text{N type}) = 0.40 F_u \Rightarrow 0.40(120 \text{ ksi}) = 48 \text{ ksi} \approx 3373.44 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$A_b = \frac{\pi \times \phi \text{ perno}^2}{4} \Rightarrow \frac{\pi \times \left(1\frac{3}{8}\right)^2}{4} = 1.48 \text{ in}^2 \approx 9.6 \text{ cm}^2$$

$$f_{rv} = \frac{r_{uv}}{A_b} \Rightarrow \frac{(16.94 \times 1000) \text{ kg}}{9.6 \text{ cm}^2} = 1764.58 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \approx 25.09 \text{ ksi}$$

$$F'_{nt} = 1.3(90 \text{ ksi}) - \frac{90 \text{ ksi}}{0.75(48 \text{ ksi})} 25.09 \text{ ksi} = 54.27 \text{ ksi} \leq 90 \text{ ksi}$$

$$\Rightarrow \therefore F'_{nt} = 90 \text{ ksi} \approx 6325 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 90 \text{ ksi} \times 1.48 \text{ in}^2 = 100.23 \text{ kips} \approx 45.45 \text{ tn}$$

$$T = 34.30 \text{ tn} < R_n = 45.45 \quad \text{ok}$$

Calculo de la longitud de anclaje de los pernos:

Tabla N° 4. 35. Tipos de pernos de anclaje

Tipo	Descripción	Espaciamento entre pernos r	Distancia al borde m	Comentario
A	Aislado	$r \geq r_m$	$m \geq m_v$	$m_v > r_m/2$, $m_v > m_t$
B	Con refuerzo de corte solamente	$r \geq r_m$	$r_m/2 < m < m_v$	$r_m/2 > m_t$
C	Refuerzo de corte mas consideraciones de cono	$r < r_m$	$m_t < m < m_v$	$m_t < r_m/2$
D	Refuerzo por tracción	$r < r_m$	$m_t < m < r_m/2$	Pilares de concreto

Fuente: Zapata Baglieto- 1991

Tabla N° 4. 36. Valores para L_d , l_m , m_v , m_t

Tipo de perno (ASTM)	Longitud de Anclaje L_d	Espaciamento mínimo entre pernos r_m	Mínima distancia de borde por corte m_v	Mínima distancia de borde por tracción m_t
A307	12 d	16 d	12 d	5 d o 4" min.
A325	17 d	24 d	17 d	5 d o 4" min.

Fuente: Zapata Baglieto- 1991

Tipo de pernos : $\emptyset 1 \frac{3}{8}$ "-A325

$$L_d = 17 \times 1 \frac{3}{8} \text{ " } = 23.38 \text{ in } \approx 59.37 \text{ cm}$$

$$r_m = 24 \times 1 \frac{3}{8} \text{ " } = 33 \text{ in } \approx 83.82 > 25 \text{ cm} \Rightarrow r_m > r$$

$$m_v = 17 \times 1 \frac{3}{8} \text{ " } = 23.88 \text{ in } \approx 59.37 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \Rightarrow m_v > m$$

$$m_t = 5 \times 1 \frac{3}{8} \text{ " } = 6.88 \text{ in } \approx 17.46 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \Rightarrow m_t > m$$

Usando la guía Guía de Diseño N°1 AISC (2006)

Para un solo anclaje:

$$\phi N_{cbg} = \phi \psi_3 24\sqrt{f_c} h_{ef}^{1.5} \frac{A_N}{A_{No}}$$

$\phi = 0.70$, $\psi_3 = 1.25$ (para concreto no agrietado)

Para un grupo de anclajes:

$$\phi N_{cbg} = \phi \psi_3 16\sqrt{f_c} h_{ef}^{\frac{5}{3}} \frac{A_N}{A_{No}}$$

$\phi = 0.70$, $\psi_3 = 1.25$ (para concreto no agrietado)

Calculo del Área de Influencia de un perno a Tracción (A_{No}) =

$$105 \text{ cm} \times 80 \text{ cm} = 8400 \text{ cm}^2 \approx 1300 \text{ in}^2$$

Calculo del Área de Influencia de un grupo de pernos a Tracción (A_N)=

$$105 \text{ cm} \times 80 \text{ cm} = 8400 \text{ cm}^2 \approx 1300 \text{ in}^2$$

Tomamos como valor para la longitud de anclaje $h_{ef}=80 \text{ cm} \approx 31 \frac{1}{2} \text{ in}$

$$\phi N_{cbg} = 0.70 \times 1.25 \times 16 \sqrt{4 \text{ ksi} \times 1000} \left(31 \frac{1}{2} \text{ in}\right)^{\frac{5}{3}} \frac{1300 \text{ in}^2}{1300 \text{ in}^2}$$

$$= 278190.50 \text{ lbs} \approx 278.19 \text{ kips} \approx 126.19 \text{ tn}$$

Cumple con la condición

Considerando 4 pernos a Tracción = 4 x rut $\Rightarrow 4 \times 2.67 = 10.68 \text{ tn}$

$$T = 10.68 \text{ tn} < \phi N_{cbg} = 126.19 \text{ tn} \quad \text{ok}$$

\therefore La longitud de los pernos de anclaje sera de 80 cm

4.6.3.3.4. Determinación de la altura del pedestal

El cálculo de la altura del pedestal debe ser mayor a los de los pernos de anclaje de la placa base, en este caso son de 80 cm.

Tomando como valor 1 metro para la altura de pedestal:

$$h_{ef} < \text{Altura de pedestal} \Rightarrow 0.80 \text{ m} < 1.00 \text{ m} \quad \text{ok cumple}$$

Una vez calculada la altura del pedestal procedemos a calcular las dimensiones del pedestal, tomamos las fuerzas calculadas en el programa Etabs V.2016

carga muerta : 306.82 tn

carga viva: 128.15 tn

Esfuerzo del concreto para secciones en compresiones

$$\sigma = 0.35 \times f'c = 0.35 \times 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 98 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 0.098 \frac{\text{t}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Area del pedestal} = \frac{Pd + Pl}{\sigma}$$

$$\text{Area del pedestal requerido} = \frac{434.97}{0.098} = 4435.41 \text{ cm}^2$$

La sección propuesta del pedestal del pedestal fue de 105 cm x 85 cm

$$105 \text{ cm} \times 85 \text{ cm} = 8925 \text{ cm}^2 > 4435.41 \text{ cm}^2 \text{ ok}$$

A continuación, se hace revisión por aplastamiento según la Norma E060, para secciones de concreto sometidos a compresión:

$$\phi B_n \geq B_u$$

B_n = resistencia nominal al aplastamiento del area cargada

B_u = carga del aplastamiento amplificada

La expresión B_n viene dado por la siguiente formula:

$$B_n = 0.85 \times f'c \times A_1$$

$$B_n = 0.85 \times 280 \times (105 \times 85) = 1593.11 \text{ tn}$$

$$B_u = 573.22 \text{ tn}$$

$$B_n = 1593.11 \text{ tn} > B_u = 573.22 \text{ tn} \text{ ok cumple}$$

∴ El pedestal sera de 1.00 metro de altura

4.6.3.3.5. Verificación de presiones

Se calculan las cargas que actúan en la losa de cimentación, el peso de la losa de cimentación y el relleno encima de la losa.

$$\text{Peso de la losa cimentación} = 2.40 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} \times 1\text{m} \times 34\text{m} \times 25\text{m} = 2040 \text{ tn}$$

$$\text{Peso del relleno} = 1.82 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} \times 0.90\text{m} \times 34\text{m} \times 25\text{m} = 1377 \text{ tn}$$

Tabla N° 4. 37. Cargas y momentos en las dos direcciones "X" e "Y" para cargas de gravedad

Columna	Peso por cargas de gravedad (Tn)	Momentos por carga de gravedad en "X" (Tn.m)	Momentos por carga de gravedad en "Y" (Tn.m)
C-1	198.62	0.11	5.94
C-2	232.08	0.21	1.36
C-3	239.37	0.36	0.74
C-4	198.87	0.58	0.74
C-5	283.73	0.32	5.86
C-6	331.71	0.07	6.06
C-7	390.23	0.33	0.75
C-8	282.36	0.54	0.75
C-9	279.85	0.30	5.92
C-10	308.27	0.21	1.31
C-11	280.34	0.18	1.43
C-12	252.36	0.18	0.19
C-13	434.68	0.18	1.44
C-14	432.98	0.01	0.28
C-15	254.35	0.01	0.15
C-16	197.2	0.06	0.35
C-17	231.02	0.04	0.10
C-18	241.05	0.01	0.01
C-19	185.56	0.01	0.01
P	5254.63	3.713	33.372

Fuente: Elaboración propia

Calculo del "q" "actuante

$$q_1, q_2, q_3, q_4 = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_x}{BL^2} \pm \frac{6M_y}{LB^2}$$

$$q_{\text{act}} = \frac{2040 + 1377 + 5254.63}{850} \pm \frac{6(3.71)}{25 \times (34)^2} \pm \frac{6(33.37)}{34 \times (25)^2}$$

$$q_1 = 10.45 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}, q_2 = 10.43 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}, q_3 = 10.43 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}, q_4 = 10.45 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$q \text{ actuante} \leq q \text{ admisible} \rightarrow 10.45 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} < 17.6 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \text{ (ok)}$$

Verificamos que la presión admisible para un edificio de 13 pisos, para el estado de cargas por de gravedad, la capacidad portante es adecuada

Tabla N° 4. 38. Momentos en las dos direcciones "X" e "Y" para cargas de sismo en X

Columna	Pu (Tn)	Mx (Tn.m)	My (Tn.m)
C-1	325.70	0.80	10.85
C-2	726.94	0.18	4.25
C-3	311.00	1.21	1.75
C-4	317.25	0.38	1.71
C-5	309.47	0.15	10.44
C-6	323.58	0.85	4.15
C-7	309.81	1.20	0.12
C-8	319.79	0.38	0.15
C-9	304.88	0.09	4.27
C-10	350.00	0.22	11.01
C-11	688.01	0.14	7.58
C-12	730.01	0.31	3.54
C-13	351.23	0.28	10.42
C-14	695.01	0.34	7.13
C-15	424.16	0.15	0.50
C-16	491.18	0.15	0.70
C-17	391.51	0.03	1.01
C-18	543.36	0.18	0.87
C-19	541.23	0.18	0.90
P	8454.12	7.23	81.35

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de "q" actuante

$$q_1, q_2, q_3, q_4 = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_x}{BL^2} \pm \frac{6M_y}{LB^2}$$

$$q \text{ act} = \frac{2040 + 1377 + 8454.12}{850} \pm \frac{6(7.23)}{25 \times (34)^2} \pm \frac{6(81.35)}{34 \times (25)^2}$$

$$q_1 = 14.23 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}, q_2 = 14.18 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}, q_3 = 14.18 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}, q_4 = 14.23 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$q \text{ actuante} \leq q \text{ admisible} \rightarrow 14.23 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} < 1.3(17.6) = 22.75 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \text{ (ok)}$$

Se incrementó un 30% el valor de la presión admisible para estados de carga donde intervienen cargas de sismo o viento.

Verificamos que la presión admisible para un edificio de 12 pisos, para el estado de cargas por sismo en X, la capacidad portante es adecuada

Tabla N° 4. 39. Momentos en las direcciones "X" e "Y" para cargas de sismo en Y

Columna	Pu (Tn)	Mx(Tn.m)	My(Tn.m)
C-1	523.74	8.98	10.11
C-2	389.67	2.03	0.70
C-3	499.90	13.50	0.96
C-4	509.02	12.32	0.98
C-5	513.23	8.43	10.03
C-6	524.58	8.48	4.64
C-7	501.12	12.75	0.93
C-8	513.62	11.66	0.91
C-9	509.69	8.03	4.43
C-10	358.72	1.92	0.75
C-11	352.15	1.97	4.55
C-12	391.65	2.51	0.68
C-13	359.95	2.41	0.63
C-14	351.62	2.45	4.77
C-15	431.61	0.57	0.31
C-16	497.35	0.57	0.14
C-17	402.72	0.45	0.17
C-18	543.36	0.67	0.05
C-19	541.23	0.67	0.06
P	8714.94	100.34	45.79

Fuente: Elaboración Propia

Calculo del "q" "actuante

$$q_1, q_2, q_3, q_4 = \frac{P}{A} \pm \frac{6Mx}{BL^2} \pm \frac{6My}{LB^2}$$

$$q \text{ act} = \frac{2040 + 1377 + 8714.94}{850} \pm \frac{6(100.34)}{25 \times (34)^2} \pm \frac{6(45.79)}{34 \times (25)^2}$$

$$q_1 = 14.55 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}, q_2 = 14.52 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}, q_3 = 14.52 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}, q_4 = 14.55 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$q \text{ actuante} \leq q \text{ admisible} \rightarrow 14.55 < 1.3(17.6) = 22.75 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \text{ (ok)}$$

Se incrementó un 30% el valor de la presión admisible para estados de carga donde intervienen cargas de sismo o viento.

Verificamos que la presión admisible para un edificio de 13 pisos, para el estado de cargas por sismo en Y, la capacidad portante es adecuada

Verificamos que la presión admisible para un edificio de 12 pisos, para el estado de cargas por de gravedad, la capacidad portante es adecuada.

4.6.3.3.6. Diseño de la franja horizontal más crítica (franja n°7)

1. Diseño por punzonamiento : $V_u \leq \phi V_c$

Calculo del “q “actuante

Se analizó la columna más crítica: C-19

$$P_u = 2.14 \text{ tn} + 730 \text{ tn}$$

$$P_u = 730 \text{ tn}$$

Cálculo de la Resistencia del concreto

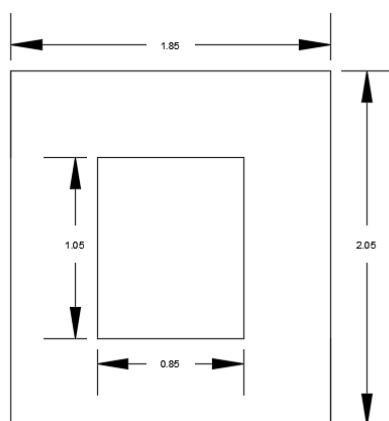


Figura N° 4. 18. Detalle dimensiones placa base y pedestal

Fuente: Elaboración Propia

$$V_u = P_u - q_u(A_o) \Rightarrow 730 \text{ tn} - 14.23 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} (3.79 \text{ m}^2) = 676 \text{ tn}$$

$$\phi V_c \leq \phi V_c \text{ limite} \Rightarrow \phi \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c} \right) x \sqrt{f_c} x b_o x d \leq 1.1 x \sqrt{f_c} x b_o x d$$

$$\phi V_c = 0.85 \left(0.53 + \frac{1.1}{1.24} \right) x \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} x 780 \text{ cm} x 100 \text{ cm} = 1572.14 \text{ tn}$$

$$\phi V_c \text{ limite} = 0.85 x 1.1 x \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} x 780 \text{ cm} x 100 \text{ cm} = 1220.35 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = \min(1548.89 \text{ tn}, 1220.35 \text{ tn}) = 1220.35 \text{ tn}$$

$$\phi V_c > V_u = 1220.35 > 676 \text{ tn} \quad \text{ok Cumple}$$

2. Diseño por cortante como viga : $V_u \leq \phi V_c$

Para el análisis se verifico la fuerza cortante a una distancia "d" de la cara del pedestal más crítica, en este caso analizamos la Franja 1:

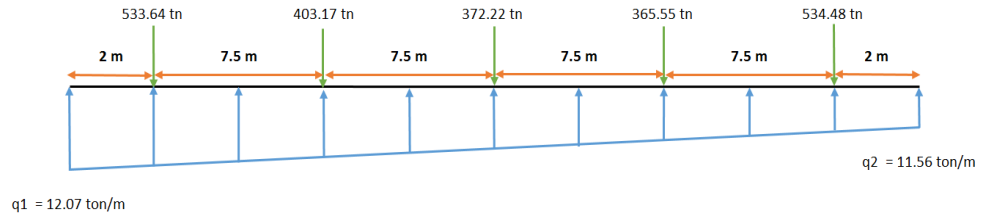


Figura N° 4. 19. Representación cargas actuantes en franja 1

Fuente: Elaboración propia

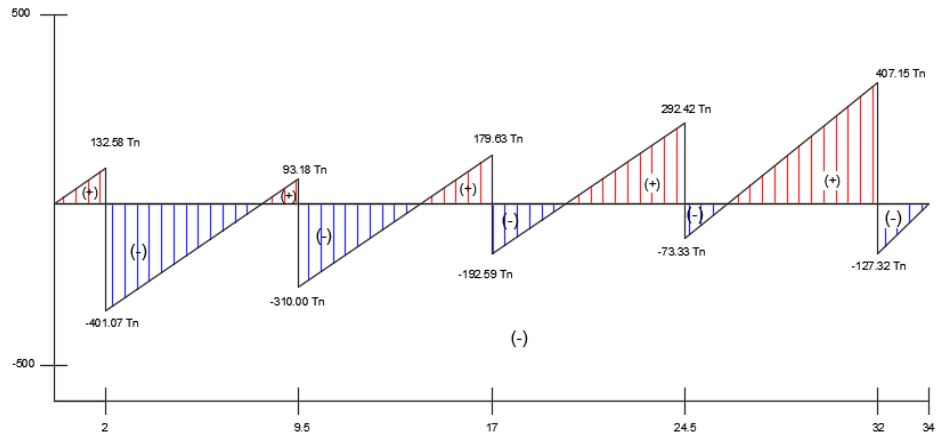


Figura N° 4. 20. Diagrama de fuerza cortante - franja 1

Fuente: Elaboración propia

Distancia del eje del pedestal a una distancia "d" = 1m

V_u a una distancia 1 m = 334.79 tn

$$\phi V_c = \phi 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \Rightarrow 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280} \times 550 \times 100 = 414.606 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = 414.606 \text{ tn}$$

$$\phi V_c > V_u \Rightarrow 414.61 \text{ tn} > 334.79 \text{ tn} \quad \text{Cumple}$$

3. Diseño por flexión

Para calcular el acero por flexión, consideramos como parámetros para A_s (mínimo) la siguiente expresión:

$$\text{Losas con barras corrugadas con } f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \dots \dots \dots 0.0018bh$$

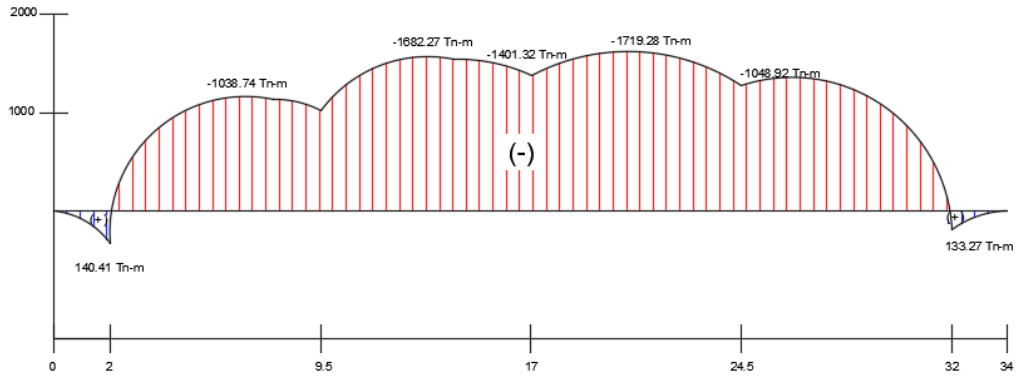


Figura N° 4. 21. Diagrama de Momento Flector Franja 1

Fuente: Elaboración propia

3.1 Calculo del Acero inferior $A_s(\text{inferior})$

Ancho de Franja = 550 cm

Peralte efectivo = 100 cm

$M_u(+)$ a una distancia $d/2$ 0.425 m= 72.33 tn.m

$$k_u = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{72.33 \times 10^5}{550 \times (100 \text{ cm})^2} = 1.32 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Calculo de acero para 1 metro de ancho :

$$A_s \text{ requerido} = \rho \times b \times d = 0.0004 \times 100 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ minimo} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = 18 \text{ cm}^2$$

$A_s \text{ requerido} < A_s \text{ minimo}$

$A_s \text{ colocado} = 18 \text{ cm}^2$

Se utilizó $\emptyset \frac{3}{4}$ " , acero que tiene como área = 2.84 cm² , se calculó el espaciamiento :

$$S = \frac{100 \text{ cm} \times 2.84 \text{ cm}^2}{18 \text{ cm}^2} = \text{cm} \Rightarrow S @ 15.78 \text{ cm}$$

Por lo tanto se utilizo Acero transversal Inferior $\emptyset \frac{3}{4}$ " @ 0.15 m

3.2 Calculo del Acero Superior $A_s(\text{superior})$

Momento Actuante Máximo = 1719.28tn.m

Ancho de Franja = 550 cm

$$k_u = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{1719.28 \times 10^5}{550 \times (100 \text{ cm})^2} = 31.26 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Calculo de acero para 1 metro de ancho:

$$A_s \text{ requerido} = \rho \times b \times d = 0.0092 \times 100 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = 92 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ minimo} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \text{ cm} \times 110 \text{ cm} = 18 \text{ cm}^2$$

As requerido > As minimo

$$A_s \text{ colocado} = 92 \text{ cm}^2$$

Se utilizó $\phi 1 \frac{3}{4}$, acero que tiene como área = 14.52 cm² , se calculó el espaciamiento :

$$S = \frac{100 \text{ cm} \times 14.52 \text{ cm}^2}{92 \text{ cm}^2} = 15.78 \text{ cm} \Rightarrow S @ 15.78 \text{ cm}$$

Por lo tanto se utilizo Acero transversal Superior $\phi 1 \frac{3}{4}$ @ 0.15 m

4.6.3.3.7. Diseño de la franja horizontal más crítica (franja n°8)

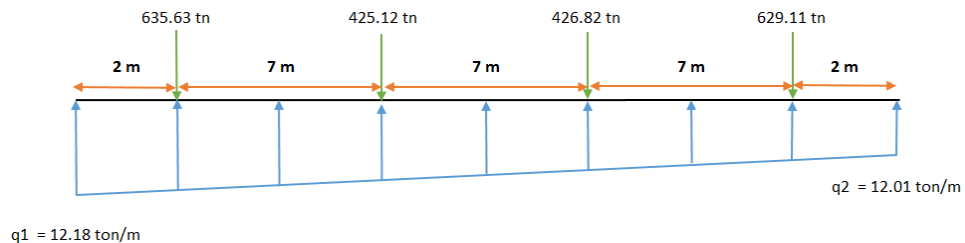


Figura N° 4. 22. Representación de las cargas actuantes sobre la franja 8

Fuente: Elaboración propia

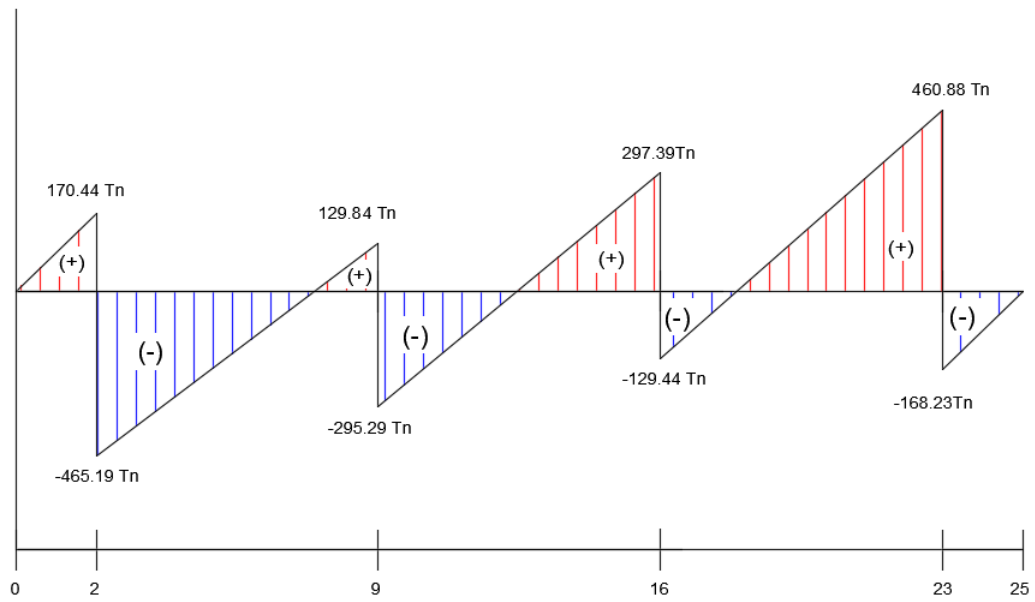


Figura N° 4. 23. Diagrama de fuerza cortante franja 8

Fuente: Elaboración propia

Distancia del eje del pedestal a una distancia "d" = 1m

V_u a una distancia 1 m = 386.40 tn

$$\phi V_c = \phi 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \Rightarrow 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280} \times 700 \times 100 = 527.68 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = 527.68 \text{ tn}$$

$$\phi V_c > V_u \Rightarrow 527.68 \text{ tn} > 386.40 \text{ tn} \quad \text{Cumple}$$

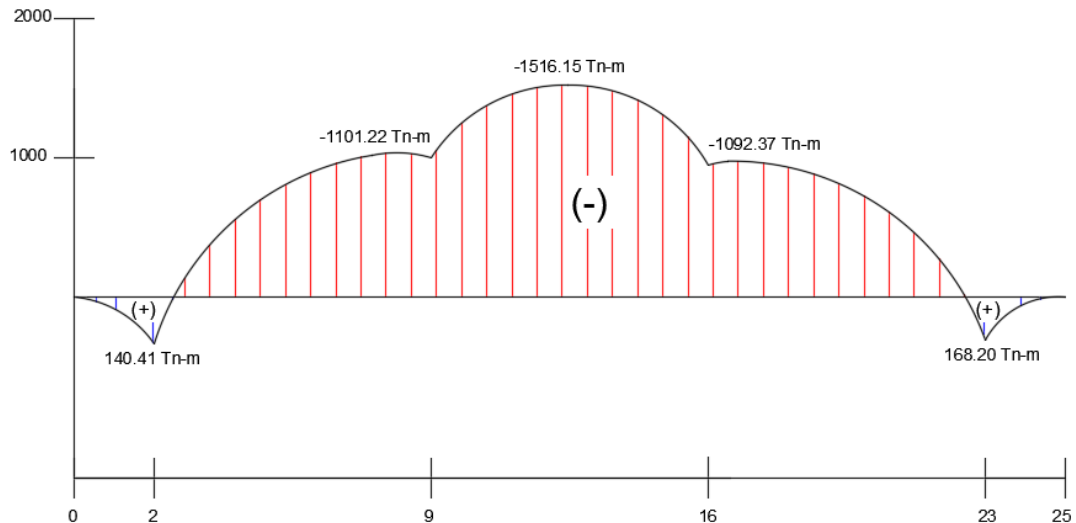


Figura N° 4. 24. Diagrama de momento flector franja 8

Fuente: Elaboración propia

3.1 Calculo del Acero inferior A_s (inferior)

Ancho de Franja = 700 cm

Peralte efectivo = 100 cm

Mu (+) a una distancia $d/2$ 0.425 m= 72.33 tn.m

$$k_u = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{86.10 \times 10^5}{700 \times (100 \text{ cm})^2} = 1.23 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Calculo de acero para 1 metro de ancho:

$$A_s \text{ requerido} = \rho \times b \times d = 0.0004 \times 100 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ minimo} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = 18 \text{ cm}^2$$

$A_s \text{ requerido} < A_s \text{ minimo}$

$A_s \text{ colocado} = 18 \text{ cm}^2$

Se utilizó $\emptyset 3/4"$, acero que tiene como área = 2.84 cm², se calculó el espaciamiento :

$$S = \frac{100 \text{ cm} \times 2.84 \text{ cm}^2}{18 \text{ cm}^2} = \text{cm} \Rightarrow S @ 15.78 \text{ cm}$$

Por lo tanto se utilizo Acero transversal Inferior $\emptyset 3/4"$ @ 0.15 m

3.2 Calculo del Acero Superior As(superior)

Momento Actuante Máximo = 1516.15 tn.m

Ancho de Franja = 700 cm

$$k_u = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{1516.15 \times 10^5}{700 \times (100 \text{ cm})^2} = 21.66 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Calculo de acero para 1 metro de ancho :

$$A_s \text{ requerido} = \rho \times b \times d = 0.0062 \times 100 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = 62 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ minimo} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \text{ cm} \times 110 \text{ cm} = 18 \text{ cm}^2$$

$A_s \text{ requerido} > A_s \text{ minimo}$

$$A_s \text{ colocado} = 62 \text{ cm}^2$$

Se utilizó $\emptyset 1 \frac{3}{8}$, acero que tiene como área = 10.06 cm² , se calculó el espaciamiento :

$$S = \frac{100 \text{ cm} \times 10.06 \text{ cm}^2}{62 \text{ cm}^2} = 17.09 \text{ cm} \Rightarrow S @ 15 \text{ cm}$$

Por lo tanto se utilizo Acero transversal Superior $\emptyset 1 \frac{3}{8}$ @ 0.15 m

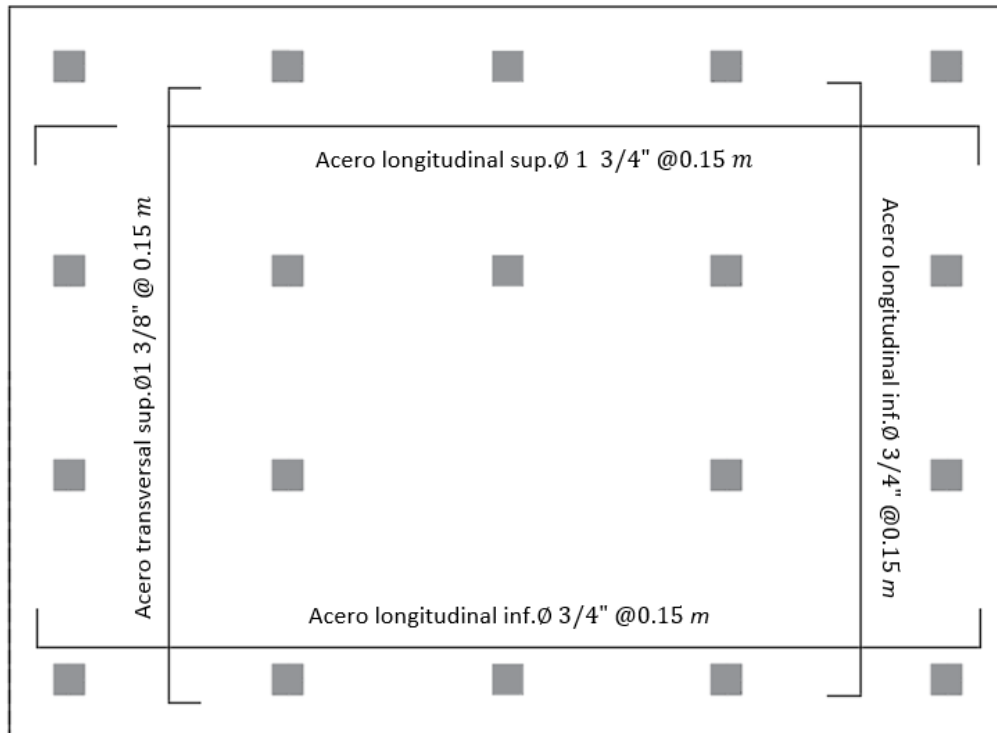


Figura N° 4. 25. Distribución de acero edificio 12 pisos

Fuente: Elaboración propia

Detalle de la Losa de cimentación

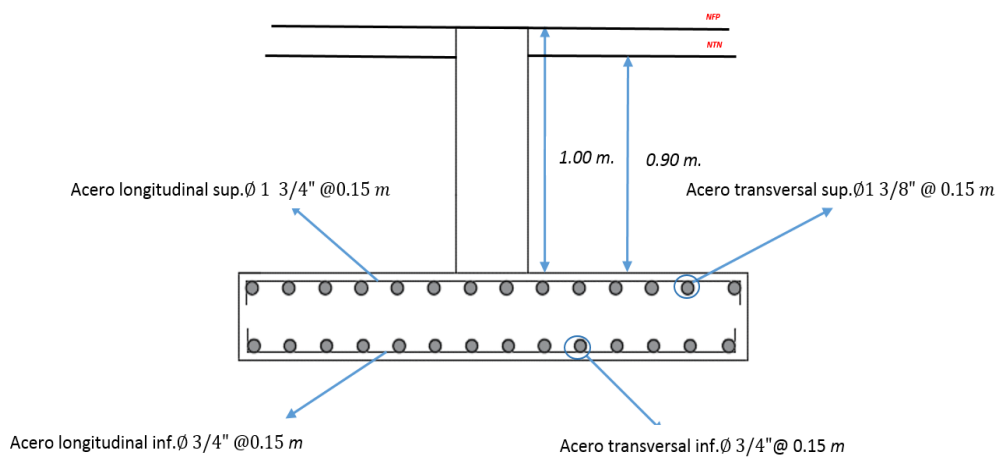


Figura N° 4. 26. Detalle losa de cimentación edificio 12 pisos

Fuente: Elaboración propia

4.6.4. Edificación de 15 pisos

4.6.4.1. Diseño de la placa base

Se analizó la columna más solicitada en nuestro caso sera la c-19,
Calculo del esfuerzo sometido a la carga axial

Tabla N° 4. 40. Datos Obtenidos del programa Etabs

Carga Axial	Pu	1000.49	Tn
Reacción de momento flector para el eje X-X	Mux	0.65	Tn.m
Reacción de momento flector para el eje Y-Y	Muy	8.45	Tn.m
Reacción de fuerza cortante para el eje X-X	Vux	144.75	Tn
Reacción de fuerza cortante de la envolvente para el eje Y-Y	Vuy	0.51	Tn

Fuente: Elaboración propia

Área requerida por aplastamiento del concreto

$$A1(\text{requerida}) = \frac{Pu}{\phi c 0.85 f_c} = 6005.40 \text{ cm}^2$$

Calculo del largo y ancho de la placa base

$$N = \sqrt{A1(\text{req})} + \Delta; \text{ donde } \Delta = \frac{0.95d - 0.80bf}{2}$$

Datos de la columna

Perfil : w14 x 257 : d = 41.65 cm ; bf = 40.64 cm

$$\Delta = \frac{0.95d - 0.80bf}{2} = 3.53$$

$$N = \sqrt{A1(\text{req})} + \Delta = 81 \text{ cm} \approx 100 \text{ cm}$$

$$B = 70 \text{ cm} \approx 85 \text{ cm}$$

Calculo de la carga axial y los momentos actuantes en la placa base:

$$f_p = \frac{P}{A} \pm \frac{6Pe}{BN^2}$$

$$f_{p1} = \frac{1000.49 \text{ tn}}{1 \text{ m} \times 0.85 \text{ m}} + \frac{6 \times 24.78 \text{ tn} \cdot \text{m}}{0.85 \times 1^2} = 1360 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} = 136.0 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia del concreto

$$R_n = 0.7 \times 0.85 \times 280 = 166.60 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$166.60 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > 136 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{cumple}$$

Se verificaron que las dimensiones tomadas cumplan con las siguientes expresiones:

$$N \geq d + 2(3" \text{ o } 7.62 \text{ cm}) \Rightarrow N \geq 41.65 + 2(7.62) = 56.89 \text{ cm}$$

$$B \geq b_f + 2(3" \text{ o } 7.62 \text{ cm}) \Rightarrow B \geq 40.64 + 2(7.62) = 55.88 \text{ cm}$$

∴ Las Dimensiones que tiene la placa base seran de 85 cm y 60 cm

Calculo del espesor de la placa base

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} = \frac{100 \text{ cm} - 0.95(41.65)}{2} = 30.22 \text{ cm}$$

$$n = \frac{B - 0.8b_f}{2} = \frac{85 \text{ cm} - 0.8(40.64)}{2} = 26.24 \text{ cm}$$

$$n' = \frac{\sqrt{d b_f}}{2} = \frac{\sqrt{41.65 (40.64)}}{2} = 10.29 \text{ cm}$$

$$\lambda = 1$$

$$\lambda n' = 10.29(1) = 10.29 \text{ cm}$$

$$t_p = 1.5(\max n, m \text{ o } \lambda n') \sqrt{\frac{f_p}{f_y}} \Rightarrow 1.5 \times 30.22 \text{ cm} \times \sqrt{\frac{150.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 11.43 \text{ cm}$$

$$\approx 13 \text{ cm}$$

$$t_p = 13 \text{ cm}$$

∴ El espesor de la Placa base sera de 10 cm.

Tomando como referencia el ACI 318 (2014) , se tomó como consideraciones en el espaciamiento de pernos con los siguientes detalles , 8 pernos de $\varnothing 1\ 3/8''$

espaciamiento entre pernos = 25 cm

borde minimo = 15 cm

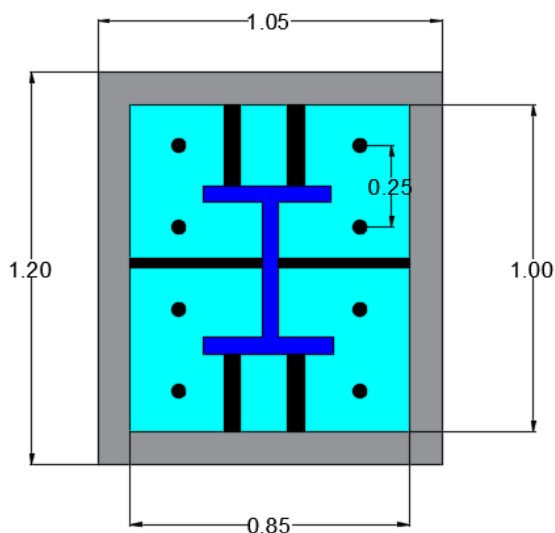


Figura N° 4. 27. Detalle de placa base y pernos de anclaje

Fuente: Elaboración propia

4.6.4.2. Diseño de los pernos de anclaje

Calculo de la Fuerza de tracción actuante por perno (rut) :

$$2rut(0.375) + 2rut(0.125) + 2rut(0.125) + 2rut(0.375) = 8.15 \text{ tn. m}$$

$$2rut = 8.15 \text{ tn. m} \Rightarrow rut = 4.07 \text{ tn}$$

Calculo de la Fuerza cortante actuante por perno (Vu) :

$$r_{uv} = \frac{Vu}{n^{\circ} \text{ pernos}} = \frac{144.75 \text{ tn}}{8} = 18.09 \text{ tn}$$

Calculo del efecto combinado de tracción y cortante por perno ,según ZAPATA (1991)

$$T = CVu + Tu ; \text{ donde : } C = 1.85 , Vu = r_{uv} \text{ y } Tu = rut$$

$$T = 1.85 \times 18.09 + 4.07 = 37.54 \text{ tn} \approx 82.76 \text{ kips}$$

Calculo de la Resistencia por perno al efecto de tracción y cortante:

$$\phi R_n = \phi F'_{nt} A_b, \text{ donde } \phi = 0.75 \text{ y } F'_{nt} = 1.3 F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_{rv} \leq F_{nt}$$

$$F_{nt} = 0.75 F_u \Rightarrow 0.75(120 \text{ ksi}) = 90 \text{ ksi} = 6325.20 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{nv}(\text{N type}) = 0.40 F_u \Rightarrow 0.40(120 \text{ ksi}) = 48 \text{ ksi} \approx 3373.44 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$A_b = \frac{\pi \times \phi \text{ perno}^2}{4} \Rightarrow \frac{\pi \times \left(1 \frac{3}{8}\right)^2}{4} = 1.48 \text{ in}^2 \approx 9.6 \text{ cm}^2$$

$$f_{rv} = \frac{r_{uv}}{A_b} \Rightarrow \frac{(18.09 \times 1000) \text{ kg}}{9.6 \text{ cm}^2} = 1884.38 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \approx 26.84 \text{ ksi}$$

$$F'_{nt} = 1.3(90 \text{ ksi}) - \frac{90 \text{ ksi}}{0.75(48 \text{ ksi})} 26.84 \text{ ksi} = 49. \text{ksi} \leq 90 \text{ksi}$$

$$\Rightarrow \therefore F'_{nt} = 90 \text{ ksi} \approx 6325 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 90 \text{ ksi} \times 1.48 \text{ in}^2 = 100.23 \text{ kips} \approx 45.45 \text{ tn}$$

$$T = 37.53 \text{ tn} < R_n = 45.45 \quad \text{ok}$$

Calculo de la longitud de anclaje de los pernos:

Tabla N° 4. 41. Tipos de pernos de anclaje

Tipo	Descripción	Espaciamiento entre pernos r	Distancia al borde m	Comentario
A	Aislado	$r \geq r_m$	$m \geq m_v$	$m_v > r_m/2,$ $m_v > m_t$
B	Con refuerzo de corte solamente	$r \geq r_m$	$r_m/2 < m < m_v$	$r_m/2 > m_t$
C	Refuerzo de corte mas consideraciones de cono	$r < r_m$	$m_t < m < m_v$	$m_t < r_m/2$
D	Refuerzo por tracción	$r < r_m$	$m_t < m < r_m/2$	Pilares de concreto

Fuente: Zapata Baglieto – 1991

Tabla N° 4. 42. Valores para Ld, lm, mv, mt

Tipo de perno (ASTM)	Longitud de Anclaje L _d	Espaciamiento mínimo entre pernos r _m	Mínima distancia de borde por corte m _v	Mínima distancia de borde por tracción m _t
A307	12 d	16 d	12 d	5 d o 4" min.
A325	17 d	24 d	17 d	5 d o 4" min.

Fuente: Zapata Baglietto - 1991

Tipo de pernos : $\varnothing 1 \frac{3}{8}$ "-A325

$$L_d = 17 \times 1 \frac{3}{8}'' = 23.38 \text{ in} \approx 59.37 \text{ cm}$$

$$r_m = 24 \times 1 \frac{3}{8}'' = 33 \text{ in} \approx 83.82 > 25 \text{ cm} \Rightarrow r_m > r$$

$$m_v = 17 \times 1 \frac{3}{8}'' = 23.88 \text{ in} \approx 59.37 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \Rightarrow m_v > m$$

$$m_t = 5 \times 1 \frac{3}{8}'' = 6.88 \text{ in} \approx 17.46 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \Rightarrow m_t > m$$

Usando la guía Guía de Diseño N°1 AISC (2006)

Para un solo anclaje:

$$\varnothing N_{cbg} = \varnothing \psi_3 24 \sqrt{f_c} \text{ hef}^{1.5} \frac{A_N}{A_{No}}$$

$$\varnothing = 0.70, \psi_3 = 1.25 \text{ (para concreto no agrietado)}$$

Para un grupo de anclajes:

$$\varnothing N_{cbg} = \varnothing \psi_3 16 \sqrt{f_c} \text{ hef}^{\frac{5}{3}} \frac{A_N}{A_{No}}$$

$$\varnothing = 0.70, \psi_3 = 1.25 \text{ (para concreto no agrietado)}$$

Calculo del Área de Influencia de un perno a Tracción (A_{no}) =

$$105 \text{ cm} \times 80 \text{ cm} = 8400 \text{ cm}^2 \approx 1300 \text{ in}^2$$

Calculo del Área de Influencia de un grupo de pernos a Tracción (A_n)=

$$105 \text{ cm} \times 80 \text{ cm} = 8400 \text{ cm}^2 \approx 1300 \text{ in}^2$$

Tomamos como valor para la longitud de anclaje $hef=80 \text{ cm} \approx 31 \frac{1}{2} \text{ in}$

$$\phi N_{cbg} = 0.70 \times 1.25 \times 16 \sqrt{4 \text{ ksi} \times 1000} \left(31 \frac{1}{2} \text{ in}\right)^{5/3} \frac{1953 \text{ in}^2}{1953 \text{ in}^2}$$

$$= 278190.50 \text{ lbs} \approx 278.19 \text{ kips} \approx 126.19 \text{ tn}$$

Cumple con la condición

Considerando 4 pernos a Traccion = $4 \times \text{rut} \Rightarrow 4 \times 4.07 = 16.28 \text{ tn}$

$$T = 16.28 \text{ tn} < \phi N_{cbg} = 126.19 \text{ tn} \quad \text{ok}$$

\therefore La longitud de los pernos de anclaje sera de 80 cm

4.6.4.3. Cálculo de la altura del pedestal

El cálculo de la altura de la cimentación, tiene que ver el tipo de cimentación, en nuestro caso usaremos una Losa de cimentación, para este tipo de cimentación la profundidad de desplante (Df) tomado de la mecánica de suelos EMS , fue de 3.50 m.

Tomando como valor 1 metro para la altura de pedestal:

$$hef < \text{Altura de pedestal} \Rightarrow 0.80 \text{ m} < 1.00 \text{ m} \quad \text{ok cumple}$$

Una vez calculada la altura del pedestal procedemos a calcular las dimensiones del pedestal, tomamos las fuerzas calculadas en el programa Etabs V.2016

carga muerta : 355.9 tn

carga viva: 110.63 tn

Esfuerzo del concreto para secciones en compresiones

$$\sigma = 0.35 \times f'c = 0.35 \times 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 98 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 0.098 \frac{\text{t}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Area del pedestal} = \frac{P_d + P_l}{\sigma}$$

$$\text{Area del pedestal requerido} = \frac{466.53}{0.098} = 4760.51 \text{ cm}^2$$

La sección propuesta del pedestal del pedestal fue de 105 cm x 85 cm

$$105 \text{ cm} \times 85 \text{ cm} = 8925 \text{ cm}^2 > 4760.51 \text{ cm}^2 \text{ ok}$$

A continuación, se hace revisión por aplastamiento según la Norma E060, para secciones de concreto sometidos a compresión:

$$\phi B_n \geq B_u$$

B_n = resistencia nominal al aplastamiento del area cargada

B_u = carga del aplastamiento amplificada

La expresión B_n viene dado por la siguiente formula:

$$B_n = 0.85 \times f'_c \times A_1$$

$$B_n = 0.85 \times 280 \times (105 \times 85) = 1593.11 \text{ tn}$$

$$B_n = 1593.11 \text{ tn} > B_u = 1000.50 \text{ tn} \text{ ok cumple}$$

4.6.4.4. Verificación de presiones

Se calculan las cargas que actúan en la losa de cimentación, el peso de la losa de cimentación y el relleno encima de la losa.

$$\text{Peso de la losa cimentación} = 2.40 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} \times 1.50 \text{ m} \times 34 \text{ m} \times 25 \text{ m} = 3060 \text{ tn}$$

$$\text{Peso del relleno} = 1.82 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} \times 0.90 \text{ m} \times 34 \text{ m} \times 25 \text{ m} = 1377 \text{ tn}$$

Tabla N° 4. 43. Cargas y momentos en las direcciones X e Y para cargas de gravedad

Columna	P (Tn)	Mx (Tn.m)	My (Tn.m)
C-1	412.99	0.00	0.10
C-2	341.54	0.02	0.31
C-3	278.03	0.01	5.52
C-4	458.50	0.59	1.95
C-5	453.13	0.28	0.06
C-6	462.79	0.61	2.10
C-7	282.89	0.09	5.35
C-8	306.01	0.43	0.83
C-9	193.95	0.21	0.08
C-10	420.74	0.00	0.03

C-11	301.59	0.38	0.86
C-12	296.49	0.11	0.87
C-13	417.85	0.02	0.03
C-14	300.09	0.07	0.86
C-15	288.15	0.03	5.40
C-16	430.79	0.59	1.83
C-17	440.92	0.60	2.04
C-18	466.54	0.14	5.36
C-19	285.99	0.18	5.38
P	6839.00	4.39	38.97

Fuente: Elaboración propia

Calculo del "q" actuante

$$q_1, q_2, q_3, q_4 = \frac{P}{A} \pm \frac{6Mx}{BL^2} \pm \frac{6My}{LB^2}$$

$$q_{act} = \frac{3060 + 1377 + 6839}{850} \pm \frac{6(4.39)}{25 \times (34)^2} \pm \frac{6(38.97)}{34 \times (25)^2}$$

$$q_1 = 12.32 \frac{tn}{m^2}, q_2 = 12.30 \frac{tn}{m^2}, q_3 = 12.29 \frac{tn}{m^2}, q_4 = 12.32 \frac{tn}{m^2}$$

$$q_{actuante} \leq q_{admisible} \rightarrow 12.32 \frac{tn}{m^2} < 17.6 \frac{tn}{m^2} \text{ (ok)}$$

Verificamos que la presión admisible para un edificio de 15 pisos, para el estado de cargas por de gravedad, la capacidad portante es adecuada

Tabla N° 4. 44. Momentos en las direcciones X e Y para cargas de sismo en X

Columna	P (Tn)	Mx (Tn.m)	My (Tn.m)
C-1	704.83	0.12	0.92
C-2	650.15	0.15	0.61
C-3	469.55	1.49	23.29
C-4	992.60	1.00	20.29
C-5	575.66	0.42	21.81
C-6	983.67	0.95	25.31
C-7	458.19	1.00	9.72
C-8	410.68	3.39	6.53
C-9	302.28	0.21	1.16
C-10	728.82	0.08	1.09
C-11	401.10	2.94	4.42

C-12	395.17	3.75	6.54
C-13	709.17	0.12	1.07
C-14	402.84	3.34	4.34
C-15	465.60	1.37	23.61
C-16	954.16	0.60	21.09
C-18	559.66	0.57	26.02
C-19	1000.50	0.95	10.13
C-20	478.51	1.34	11.42
P	11643.13	23.80	219.39

Fuente: Elaboración propia

Calculo del "q "actuante

$$q_1, q_2, q_3, q_4 = \frac{P}{A} \pm \frac{6Mx}{BL^2} \pm \frac{6My}{LB^2}$$

$$q_{act} = \frac{3060 + 1377 + 11643.13}{850} \pm \frac{6(23.80)}{25 \times (34)^2} \pm \frac{6(219.39)}{34 \times (25)^2}$$

$$q_1 = 18.02 \frac{tn}{m^2}, q_2 = 17.90 \frac{tn}{m^2}, q_3 = 17.89 \frac{tn}{m^2}, q_4 = 18.01 \frac{tn}{m^2}$$

$$q_{actuante} \leq q_{admissible} \rightarrow 18.02 \frac{tn}{m^2} < 1.3(17.6) = 22.88 \frac{tn}{m^2} \text{ (ok)}$$

Se incrementó un 30% el valor de la presión admisible para estados de carga donde intervienen cargas de sismo o viento.

Verificamos que la presión admisible para un edificio de 15 pisos, para el estado de cargas por sismo en X, la capacidad portante es adecuada

Tabla N° 4. 45. Momentos en las direcciones X e Y para cargas de sismo en Y

Columna	P (Tn)	Mx (Tn.m)	My (Tn.m)
C-1	810.48	0.37	0.04
C-2	695.60	0.41	0.31
C-3	669.15	17.29	8.61
C-4	801.17	1.56	0.52
C-5	693.62	1.12	2.00
C-6	817.48	1.61	5.08
C-7	671.25	16.85	5.03
C-8	582.43	38.57	1.57

C-9	452.75	0.17	0.18
C-10	815.56	0.40	0.13
C-11	571.48	37.77	0.63
C-12	570.85	38.96	1.52
C-13	812.80	0.43	0.11
C-14	569.59	38.16	0.59
C-15	685.91	17.24	8.39
C-16	789.26	0.08	0.02
C-17	686.28	0.40	2.07
C-18	815.78	0.09	4.67
C-19	672.29	16.79	5.04
P	13183.71	228.28	46.51

Fuente: Elaboración propia

$$q_{act} = \frac{3060 + 1377 + 13183.71}{850} \pm \frac{6(228.28)}{25 \times (34)^2} \pm \frac{6(46.51)}{34 \times (25)^2}$$

$$q_1 = 20.79 \frac{tn}{m^2}, q_2 = 20.76 \frac{tn}{m^2}, q_3 = 20.67 \frac{tn}{m^2}, q_4 = 20.70 \frac{tn}{m^2}$$

$$q_{actuante} \leq q_{admisible} \rightarrow 20.08 \frac{tn}{m^2} < 1.3(17.6) = 22.88 \frac{tn}{m^2} \text{ (ok)}$$

Se incrementó un 30% el valor de la presión admisible para estados de carga donde intervienen cargas de sismo o viento.

Verificamos que la presión admisible para un edificio de 15 pisos, para el estado de cargas por sismo en Y, la capacidad portante es adecuada

4.6.4.5. Diseño de la franja horizontal más crítica (Franja N°1)

1. Diseño por punzonamiento : $V_u \leq \phi V_c$

Calculo del "q" "actuante

Se analizó la columna más crítica:

$$P_u = 2.14 \text{ tn} + 1000.50 \text{ tn}$$

$$P_u = 1002.64 \text{ tn}$$

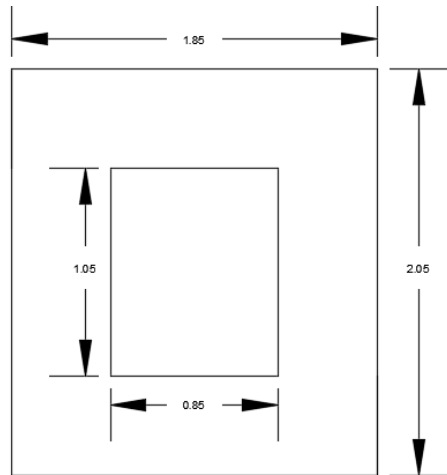


Figura N° 4. 28. Detalle de placa base

Fuente: Elaboración propia

Calculo de la Resistencia del concreto

$$V_u = P_u - q_u(A_o) \Rightarrow 1002.64 \text{ tn} - 18.02 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} (3.79 \text{ m}^2) = 934.34 \text{ tn}$$

$$\phi V_c \leq \phi V_c \text{ limite} \Rightarrow \phi \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c} \right) x \sqrt{f_c} x b_o x d \leq 1.1 x \sqrt{f_c} x b_o x d$$

$$\phi V_c = 0.85 \left(0.53 + \frac{1.1}{1.24} \right) x \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} x 780 \text{ cm} x 150 \text{ cm} = 2358.21 \text{ tn}$$

$$\phi V_c \text{ limite} = 0.85 x 1.1 x \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} x 780 \text{ cm} x 150 \text{ cm} = 1830.52 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = \min(2358.21 \text{ tn}, 1830.52 \text{ tn}) = 1220.35 \text{ tn}$$

$$\phi V_c > V_u = 1830.52 > 934.34 \text{ tn} \quad \text{ok Cumple}$$

2. Diseño por cortante como viga : $V_u \leq \phi V_c$

Para el análisis se verifico la fuerza cortante a una distancia “d” de la cara del pedestal más crítico para la Franja 1:

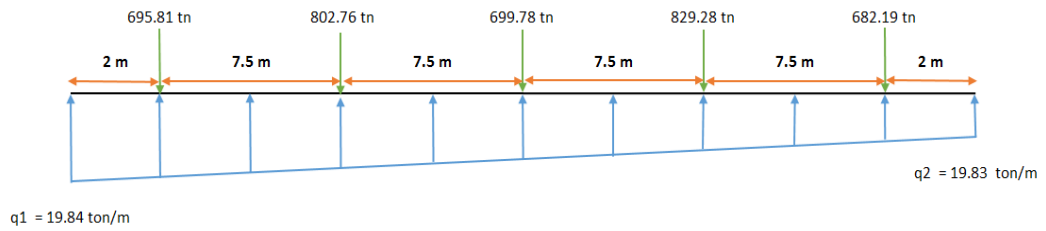


Figura N° 4. 29. Representación de las cargas actuantes sobre la franja n°1

Fuente: Elaboración propia

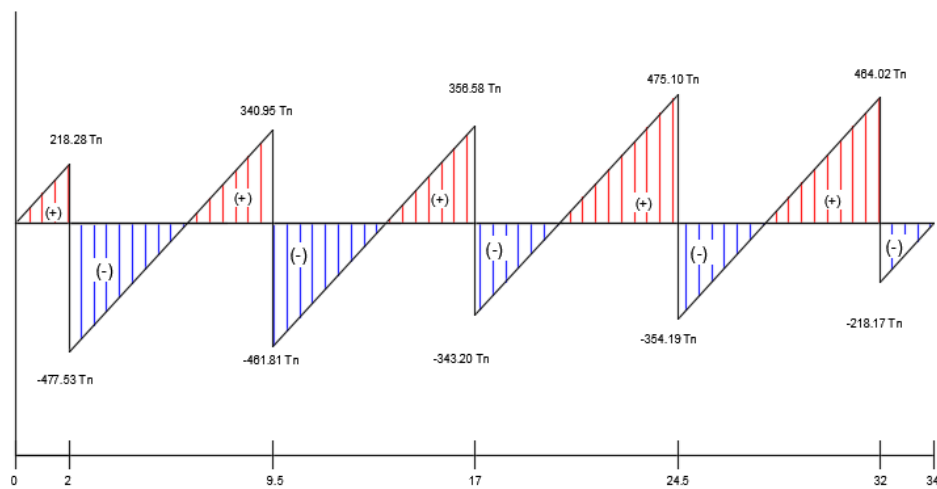


Figura N° 4. 30. Diagrama de fuerza cortante para la franja n° 1

Fuente: Elaboración propia

Distancia del eje del pedestal a una distancia "d" = 1m

V_u a una distancia 1 m = 368.36 tn

$$\phi V_c = \phi 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \Rightarrow 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280} \times 550 \times 150 = 414.60 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = 414.60 \text{ tn}$$

$$\phi V_c > V_u \Rightarrow 414.60 > 368.36 \text{ tn} \quad \text{Cumple}$$

3. Diseño por flexión

Para calcular el acero por flexión, consideramos como parámetros para A_s (mínimo) la siguiente expresión:

Losas con barras corrugadas con $f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \dots \dots \dots 0.0018bh$

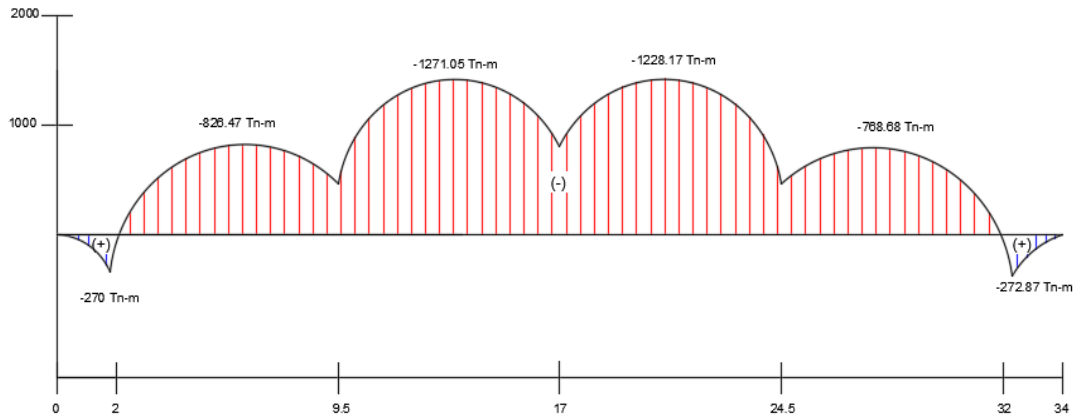


Figura N° 4. 31. Diagrama de momento flector para la franja n° 1

Fuente: Elaboración propia

Calculo del Acero de refuerzo:

3.1 Calculo del Acero inferior A_s (inferior)

Ancho de Franja = 550 cm

Peralte efectivo = 100 cm

$M_u (+)$ a una distancia $d/2$ 0.425 m= 128.65 tn.m

$$k_u = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{128.65 \times 10^5}{550 \times (150 \text{ cm})^2} = 3.63 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Calculo de acero para 1 metro de ancho:

$$A_s \text{ requerido} = \rho \times b \times d = 0.0010 \times 100 \text{ cm} \times 150 \text{ cm} = 10 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ minimo} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \text{ cm} \times 150 \text{ cm} = 27 \text{ cm}^2$$

$A_s \text{ requerido} < A_s \text{ minimo}$

$$A_s \text{ colocado} = 27 \text{ cm}^2$$

Se utilizó $\phi \frac{3}{4}$ " , acero que tiene como área = 2.84 cm² , se calculó el espaciamiento :

$$S = \frac{100 \text{ cm} \times 2.84 \text{ cm}^2}{27 \text{ cm}^2} = \text{cm} \Rightarrow S @ 10.51 \text{ cm}$$

Por lo tanto se utilizo Acero transversal Inferior $\emptyset 3/4'' @ 0.10 \text{ m}$

3.2 Calculo del Acero Superior A_s (superior)

Momento Actuante Máximo = 1271.05 tn.m

Ancho de Franja = 550 cm

$$k_u = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{1271.05 \times 10^5}{550 \times (150 \text{ cm})^2} = 10.27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Calculo de acero para 1 metro de ancho:

$$A_s \text{ requerido} = \rho \times b \times d = 0.0028 \times 100 \text{ cm} \times 150 \text{ cm} = 42 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ minimo} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \text{ cm} \times 150 \text{ cm} = 27 \text{ cm}^2$$

$A_s \text{ requerido} > A_s \text{ minimo}$

$A_s \text{ colocado} = 42 \text{ cm}^2$

Se utilizó $\emptyset 1 \ 3/8''$, acero que tiene como área = 10.02 cm² , se calculó el espaciamiento :

$$S = \frac{100 \text{ cm} \times 10.02 \text{ cm}^2}{42 \text{ cm}^2} = 23.87 \text{ cm} \Rightarrow S @ 15 \text{ cm}$$

Por lo tanto se utilizo Acero transversal Superior $\emptyset 1 \ 3/8'' @ 0.15 \text{ m}$

4.6.4.6. Diseño de la franja vertical más crítica (franja n°8)

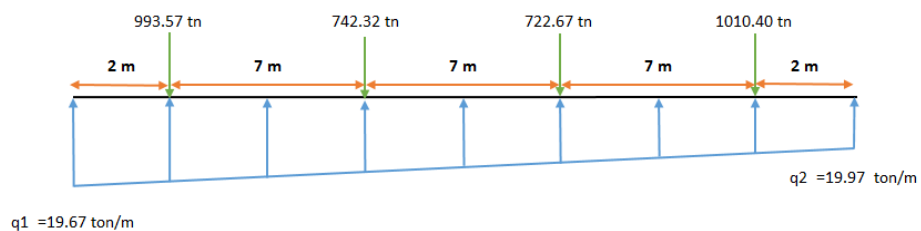


Figura N° 4. 32. Representación de las cargas actuantes sobre la franja n° 8

Fuente: Elaboración propia

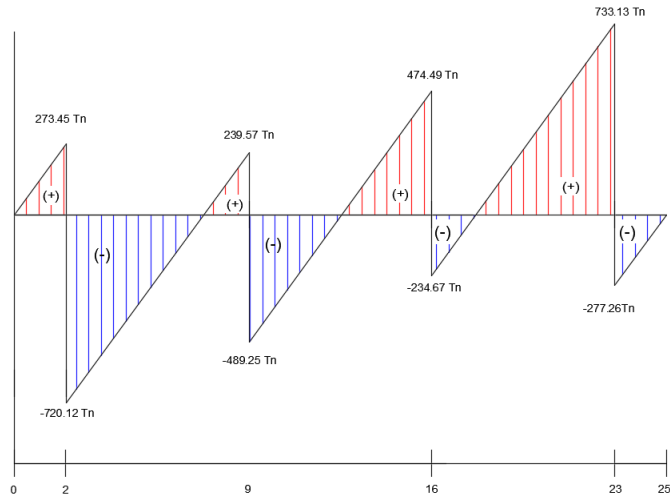


Figura N° 4. 33. Diagrama de fuerza cortante para la franja n°8

Fuente: Elaboración propia

Distancia del eje del pedestal a una distancia "d" = 1m

V_u a una distancia 1 m = 579.88 tn

$$\phi V_c = \phi 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \Rightarrow 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280} \times 700 \times 150 = 791.52 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = 791.52 \text{ tn}$$

$$\phi V_c > V_u \Rightarrow 791.52 \text{ tn} > 579.88 \text{ tn} \quad \text{Cumple}$$

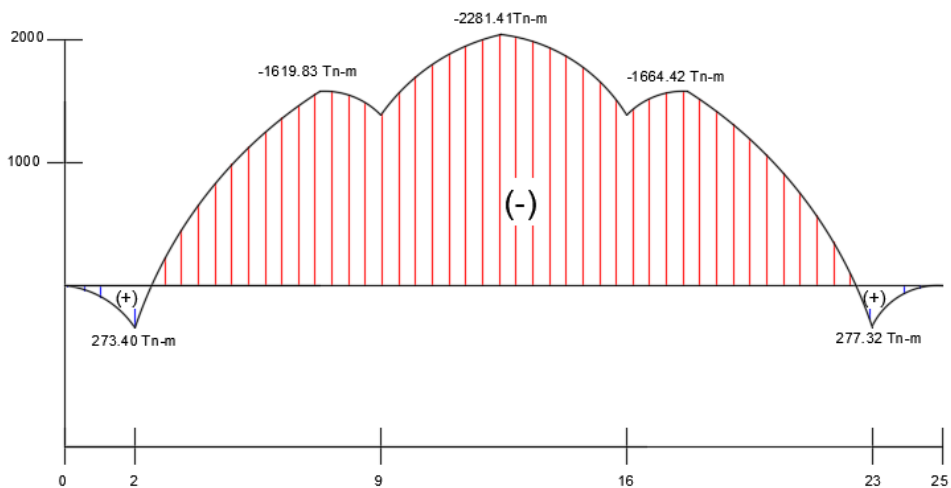


Figura N° 4. 34. Diagrama de momento flector para la franja n°8

Fuente: Elaboración propia

Calculo del Acero de refuerzo:

3.1 Calculo del Acero inferior $A_s(\text{inferior})$

Ancho de Franja = 700 cm

Peralte efectivo = 150 cm

$M_u(+)$ a una distancia $d/2$ 0.425 m = 200.10 tn.m

$$k_u = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{196.17 \times 10^5}{700 \times (150 \text{ cm})^2} = 1.24 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Calculo de acero para 1 metro de ancho:

As requerido = $\rho \times b \times d = 0.0008 \times 100 \text{ cm} \times 150 \text{ cm} = 10 \text{ cm}^2$

As minimo = $0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \text{ cm} \times 150 \text{ cm} = 27 \text{ cm}^2$

As requerido < As minimo

As colocado = 27 cm^2

Se utilizó $\emptyset \frac{3}{4}$ " , acero que tiene como área = 2.84 cm^2 , se calculó el espaciamiento :

$$S = \frac{100 \text{ cm} \times 2.84 \text{ cm}^2}{27 \text{ cm}^2} = \text{cm} \Rightarrow S @ 10.52 \text{ cm}$$

Por lo tanto se utilizo Acero transversal Inferior $\emptyset 3/4$ " @ 0.10 m

3.2 Calculo del Acero Superior $A_s(\text{superior})$

Momento Actuante Máximo = 2281.41 tn.m

Ancho de Franja = 700 cm

$$k_u = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{2281.41 \times 10^5}{700 \times (150 \text{ cm})^2} = 14.49 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Calculo de acero para 1 metro de ancho:

As requerido = $\rho \times b \times d = 0.0040 \times 100 \text{ cm} \times 150 \text{ cm} = 60 \text{ cm}^2$

As minimo = $0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \text{ cm} \times 150 \text{ cm} = 27 \text{ cm}^2$

As requerido > As minimo

As colocado = 94 cm²

Se utilizó $\emptyset 1 \frac{3}{4}$, acero que tiene como área = 14.52 cm² , se calculó el espaciamiento :

$$S = \frac{100 \text{ cm} \times 14.52 \text{ cm}^2}{60 \text{ cm}^2} = 24.2 \text{ cm} \Rightarrow S @ 15 \text{ cm}$$

Por lo tanto se utilizo Acero transversal Superior $\emptyset 1 \frac{3}{4}$ " @ 0.15 m

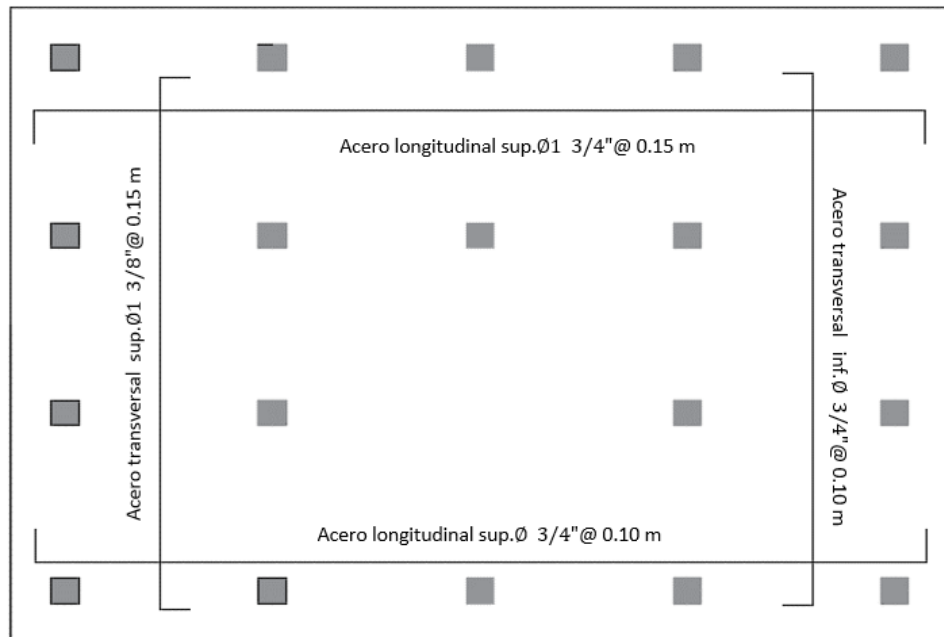


Figura N° 4. 35. Distribución de acero en losa de cimentación para edificio de 15 pisos

Fuente: Elaboración propia

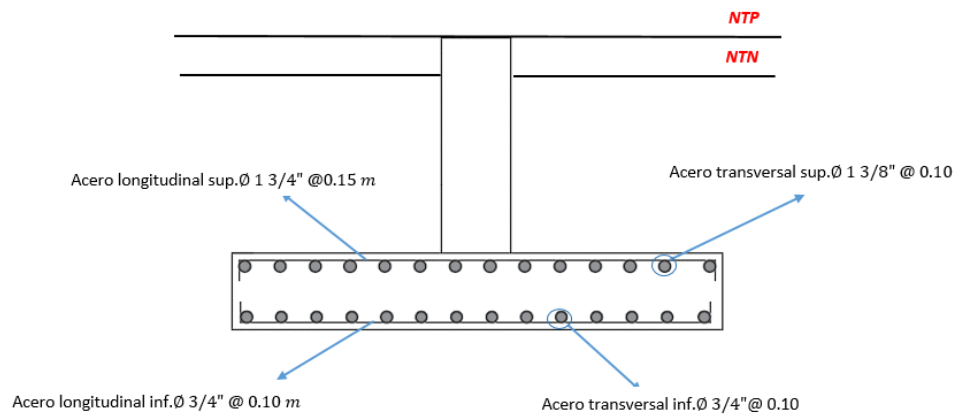


Figura N° 4. 36. Detalle de la losa de cimentación para edificio de 15 pisos

Fuente: Elaboración propia

4.6.5. Edificación de 18 pisos

4.6.5.1. Diseño de la placa base

Se analizó la columna más solicitada en nuestro caso será la c-19,

Calculo del esfuerzo sometido a la carga axial

Tabla N° 4. 46. Resultados obtenidos de análisis estructural por envolvente de cargas

Carga Axial	Pu	1202.30	Tn
Reacción de momento flector para el eje X-X	Mux	0.97	Tn.m
Reacción de momento flector para el eje Y-Y	Muy	13.69	Tn.m
Reacción de fuerza cortante para el eje X-X	Vux	156.88	Tn
Reacción de fuerza cortante de la envolvente para el eje Y-Y	Vuy	0.54	Tn

Fuente: Elaboración propia

Área requerida por aplastamiento del concreto

$$A1(\text{requerida}) = \frac{Pu}{\phi_c 0.85 f_c} = 7216.69 \text{ cm}^2$$

Calculo del largo y ancho de la placa base

$$N = \sqrt{A1(\text{req})} + \Delta; \text{ donde } \Delta = \frac{0.95d - 0.80bf}{2}$$

Datos de la columna

Perfil : w14 x 257 : d = 41.65 cm ; bf = 40.64 cm

$$\Delta = \frac{0.95d - 0.80bf}{2} = 3.53$$

$$N = \sqrt{A1(\text{req})} + \Delta = 88.5 \text{ cm} \approx 100 \text{ cm}$$

$$B = 72.57 \text{ cm} \approx 85 \text{ cm}$$

Calculo de la carga axial y los momentos actuantes en la placa base:

$$f_p = \frac{P}{A} \pm \frac{6Pe}{BN^2}$$

$$f_{p1} = \frac{1202.30 \text{ tn}}{1 \text{ m} \times 0.85 \text{ m}} + \frac{6 \times 27.69 \text{ tn} \cdot \text{m}}{0.85 \times 1^2} = 1609.9 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} = 160.9 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia del concreto

$$R_n = 0.7 \times 0.85 \times 280 = 166.60 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$166.60 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > 160.9 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{cumple}$$

Se verificaron que las dimensiones tomadas cumplan con las siguientes expresiones:

$$N \geq d + 2(3" \text{ o } 7.62 \text{ cm}) \Rightarrow N \geq 41.65 + 2(7.62) = 56.89 \text{ cm}$$

$$B \geq b_f + 2(3" \text{ o } 7.62 \text{ cm}) \Rightarrow B \geq 40.64 + 2(7.62) = 55.88 \text{ cm}$$

∴ Las Dimensiones que tiene la placa base seran de 85 cm y 60 cm

Calculo del espesor de la placa base

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} = \frac{100 \text{ cm} - 0.95(41.65)}{2} = 30.22 \text{ cm}$$

$$n = \frac{B - 0.8b_f}{2} = \frac{85 \text{ cm} - 0.8(40.64)}{2} = 26.24 \text{ cm}$$

$$n' = \frac{\sqrt{d b_f}}{2} = \frac{\sqrt{41.65 (40.64)}}{2} = 10.29 \text{ cm}$$

$$\lambda = 1$$

$$\lambda n' = 10.29(1) = 10.29 \text{ cm}$$

$$t_p = 1.5(\max n, m \text{ o } \lambda n') \sqrt{\frac{f_p}{f_y}} \Rightarrow 1.5 \times 30.22 \text{ cm} \times \sqrt{\frac{150.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 11.43 \text{ cm}$$

$$\approx 13 \text{ cm}$$

$$t_p = 13 \text{ cm}$$

Tomando como referencia el ACI 318 (2014) , se tomó como consideraciones en el espaciamiento de pernos con los siguientes detalles , 8 pernos de $\varnothing 1 \frac{3}{8}$ "

espaciamiento entre pernos = 25 cm

borde minimo = 15 cm

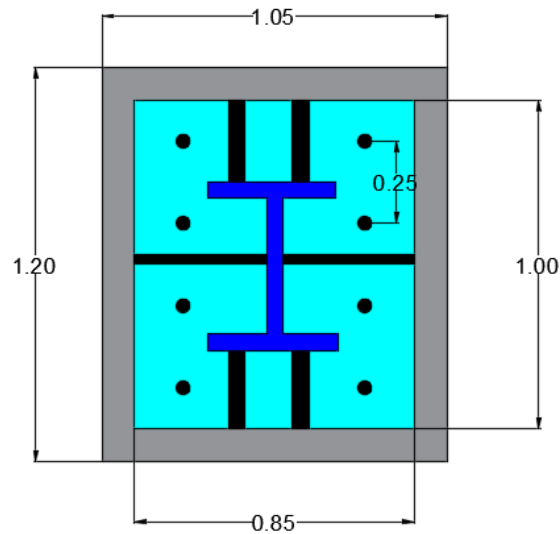


Figura N° 4. 37. Detalle de placa base y pernos de anclaje

Fuente: Elaboración propia

4.6.5.2. Diseño de los pernos de anclaje

Calculo de la Fuerza de tracción actuante por perno (rut) :

$$2rut(0.375) + 2rut(0.125) + 2rut(0.125) + 2rut(0.375) = 13.69 \text{ tn. m}$$

$$2rut = 13.69 \text{ tn. m} \Rightarrow rut = 6.85 \text{ tn}$$

Calculo de la Fuerza cortante actuante por perno (Vu) :

$$r_{uv} = \frac{Vu}{n^{\circ} \text{ pernos}} = \frac{156.88 \text{ tn}}{8} = 19.86 \text{ tn}$$

Calculo del efecto combinado de tracción y cortante por perno, según ZAPATA (1991)

$$T = CVu + Tu ; \text{ donde : } C = 1.85, Vu = r_{uv} \text{ y } Tu = rut$$

$$T = 1.85 \times 19.86 + 6.85 = 43.59 \text{ tn} \approx 93.10 \text{ kips}$$

Calculo de la Resistencia por perno al efecto de tracción y cortante:

$$\phi R_n = \phi F'_{nt} A_b, \text{ donde } \phi = 0.75 \text{ y } F'_{nt} = 1.3 F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_{rv} \leq F_{nt}$$

$$F_{nt} = 0.75 F_u \Rightarrow 0.75(120 \text{ ksi}) = 90 \text{ ksi} = 6325.20 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{nv}(\text{N type}) = 0.40 F_u \Rightarrow 0.40(120 \text{ ksi}) = 48 \text{ ksi} \approx 3373.44 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$A_b = \frac{\pi \times \emptyset \text{ perno}^2}{4} \Rightarrow \frac{\pi \times \left(1\frac{3}{8}\right)^2}{4} = 1.48 \text{ in}^2 \approx 9.6 \text{ cm}^2$$

$$f_{rv} = \frac{r_{uv}}{A_b} \Rightarrow \frac{(19.86 \times 1000) \text{ kg}}{9.6 \text{ cm}^2} = 2068.75 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \approx 29.43 \text{ ksi}$$

$$F'_{nt} = 1.3(90 \text{ ksi}) - \frac{90 \text{ ksi}}{0.75(48 \text{ ksi})} 29.43 \text{ ksi} = 43.43 \text{ ksi} \leq 90 \text{ ksi}$$

$$\Rightarrow \therefore F'_{nt} = 90 \text{ ksi} \approx 6325 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\emptyset R_n = 0.75 \times 90 \text{ ksi} \times 1.48 \text{ in}^2 = 100.23 \text{ kips} \approx 45.45 \text{ tn}$$

$$T = 43.59 \text{ tn} < R_n = 45.45 \quad \text{ok}$$

Calculo de la longitud de anclaje de los pernos:

Tabla N° 4. 47. Tipos de pernos de anclaje

Tipo	Descripción	Espaciamiento entre pernos r	Distancia al borde m	Comentario
A	Aislado	$r \geq r_m$	$m \geq m_v$	$m_v > r_m/2$, $m_v > m_t$
B	Con refuerzo de corte solamente	$r \geq r_m$	$r_m/2 < m < m_v$	$r_m/2 > m_t$
C	Refuerzo de corte mas consideraciones de cono	$r < r_m$	$m_t < m < m_v$	$m_t < r_m/2$
D	Refuerzo por tracción	$r < r_m$	$m_t < m < r_m/2$	Pilares de concreto

Fuente: Zapata Baglietto - 1991

Tabla N° 4. 48. Valores para Ld, fm, mv, mt

Tipo de perno (ASTM)	Longitud de Anclaje L _d	Espaciamiento mínimo entre pernos r _m	Mínima distancia de borde por corte m _v	Mínima distancia de borde por tracción m _t
A307	12 d	16 d	12 d	5 d o 4" min.
A325	17 d	24 d	17 d	5 d o 4" min.

Fuente: Zapata Baglietto - 1991

Tipo de pernos : $\varnothing 1 \frac{3}{8}$ "-A325

$$L_d = 17 \times 1 \frac{3}{8}'' = 23.38 \text{ in} \approx 59.37 \text{ cm}$$

$$r_m = 24 \times 1 \frac{3}{8}'' = 33 \text{ in} \approx 83.82 > 25 \text{ cm} \Rightarrow r_m > r$$

$$m_v = 17 \times 1 \frac{3}{8}'' = 23.88 \text{ in} \approx 59.37 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \Rightarrow m_v > m$$

$$m_t = 5 \times 1 \frac{3}{8}'' = 6.88 \text{ in} \approx 17.46 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \Rightarrow m_t > m$$

Usando la guía Guía de Diseño N°1 AISC (2006)

Para un solo anclaje:

$$\varnothing N_{cbg} = \varnothing \psi_3 24\sqrt{f_c} \text{ hef}^{1.5} \frac{A_N}{A_{No}}$$

$$\varnothing = 0.70, \psi_3 = 1.25 \text{ (para concreto no agrietado)}$$

Para un grupo de anclajes:

$$\varnothing N_{cbg} = \varnothing \psi_3 16\sqrt{f_c} \text{ hef}^{\frac{5}{3}} \frac{A_N}{A_{No}}$$

$$\varnothing = 0.70, \psi_3 = 1.25 \text{ (para concreto no agrietado)}$$

Calculo del Área de Influencia de un perno a Tracción (A_{no}) =

$$105 \text{ cm} \times 80 \text{ cm} = 8400 \text{ cm}^2 \approx 1300 \text{ in}^2$$

Calculo del Área de Influencia de un grupo de pernos a Tracción (A_n)=

$$105 \text{ cm} \times 80 \text{ cm} = 8400 \text{ cm}^2 \approx 1300 \text{ in}^2$$

Tomamos como valor para la longitud de anclaje $hef=80 \text{ cm} \approx 31 \frac{1}{2} \text{ in}$

$$\phi N_{cbg} = 0.70 \times 1.25 \times 16 \sqrt{4 \text{ ksi} \times 1000} \left(31 \frac{1}{2} \text{ in}\right)^{5/3} \frac{1953 \text{ in}^2}{1953 \text{ in}^2}$$

$$= 278190.50 \text{ lbs} \approx 278.19 \text{ kips} \approx 126.19 \text{ tn}$$

Cumple con la condición

Considerando 4 pernos a Traccion = $4 \times rut \Rightarrow 4 \times 6.85 = 27.40 \text{ tn}$

$$T = 27.40 \text{ tn} < \phi N_{cbg} = 126.19 \text{ tn} \quad \text{ok}$$

Cumple con la condición. La longitud de los pernos de anclaje será 80 cm.

4.6.5.3. Cálculo de la altura del pedestal

El cálculo de la altura de la cimentación, tiene que ver el tipo de cimentación, en nuestro caso usaremos una Losa de cimentación, para este tipo de cimentación la profundidad de desplante (Df) tomado de la mecánica de suelos EMS , fue de 3.50 m.

Tomando como valor 1 metro para la altura de pedestal:

$$hef < \text{Altura de pedestal} \Rightarrow 0.80 \text{ m} < 1.00 \text{ m} \quad \text{ok cumple}$$

Una vez calculada la altura del pedestal procedemos a calcular las dimensiones del pedestal, tomamos las fuerzas calculadas en el programa Etabs V.2016

carga muerta : 376.10tn

carga viva: 174.08 tn

Esfuerzo del concreto para secciones en compresiones

$$\sigma = 0.35 \times f'c = 0.35 \times 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 98 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 0.098 \frac{\text{t}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Area del pedestal} = \frac{P_d + P_l}{\sigma}$$

$$\text{Area del pedestal requerido} = \frac{550.18}{0.098} = 5614.08 \text{ cm}^2$$

La sección propuesta del pedestal del pedestal fue de 105 cm x 85 cm

$$105 \text{ cm} \times 85 \text{ cm} = 8925 \text{ cm}^2 > 5614.08 \text{ cm}^2 \text{ ok}$$

A continuación, se hace revisión por aplastamiento según la Norma E060, para secciones de concreto sometidos a compresión:

$$\phi B_n \geq B_u$$

B_n = resistencia nominal al aplastamiento del area cargada

B_u = carga del aplastamiento amplificada

La expresión B_n viene dado por la siguiente formula:

$$B_n = 0.85 \times f'_c \times A_1$$

$$B_n = 0.85 \times 280 \times (105 \times 85) = 1593.11 \text{ tn}$$

$$B_u = 1202.28 \text{ tn}$$

$$B_n = 1593.11 \text{ tn} > B_u = 1202.28 \text{ tn} \text{ ok cumple}$$

∴ El pedestal sera de 1.00 metro de altura

4.6.5.4. Verificación de presiones

Se calcula las cargas que actúan en la losa de cimentación, el peso de la losa de cimentación y el relleno encima de la losa.

$$\text{Peso de la losa cimentación} = 2.40 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} \times 1.5 \text{ m} \times 34 \text{ m} \times 25 \text{ m} = 3060 \text{ tn}$$

$$\text{Peso del relleno} = 1.82 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} \times 0.90 \text{ m} \times 34 \text{ m} \times 25 \text{ m} = 1377 \text{ tn}$$

Tabla N° 4. 49. Cargas y momentos en las direcciones X e Y para cargas de gravedad

Columna	P_u (Tn)	M_x (Tn.m)	M_y (Tn.m)
C-1	481.83	0.00	0.10
C-2	393.54	0.03	0.31

C-3	326.79	0.02	5.54
C-4	540.16	0.61	2.08
C-5	536.39	0.27	0.06
C-6	545.69	0.63	2.23
C-7	334.21	0.13	5.35
C-8	355.77	0.53	0.77
C-9	217.11	0.21	0.08
C-10	488.28	0.00	0.04
C-11	349.21	0.44	0.80
C-12	342.23	0.20	0.83
C-13	208.42	2.93	2.09
C-14	483.70	0.02	0.03
C-15	347.72	0.12	0.80
C-16	341.25	0.02	5.38
C-17	519.41	0.28	0.13
C-18	550.18	0.62	2.14
C-19	337.68	0.18	5.38
P	7699.58	7.23	34.15

Fuente: Elaboración propia

Calculo del "q" actuante

$$q_1, q_2, q_3, q_4 = \frac{P}{A} \pm \frac{6Mx}{BL^2} \pm \frac{6My}{LB^2}$$

$$q_{act} = \frac{3060 + 1377 + 7699.58}{850} \pm \frac{6(7.23)}{25 \times (34)^2} \pm \frac{6(34.15)}{34 \times (25)^2}$$

$$q_1 = 14.27 \frac{tn}{m^2}, q_2 = 14.27 \frac{tn}{m^2}, q_3 = 14.27 \frac{tn}{m^2}, q_4 = 14.29 \frac{tn}{m^2}$$

$$q_{actuante} \leq q_{admisible} \rightarrow 14.29 \frac{tn}{m^2} < 17.6 \frac{tn}{m^2} \text{ (ok)}$$

Verificamos que la presión admisible para un edificio de 19 pisos, para el estado de cargas por de gravedad, la capacidad portante es adecuada

Tabla N° 4. 50. Momentos en las direcciones X e Y para cargas de Sismo en X

Columna	Pu (Tn)	Mx (Tn.m)	My (Tn.m)
C-1	868.35	0.12	1.02
C-2	788.50	0.16	0.72
C-3	544.63	1.76	24.56
C-4	1191.88	1.04	21.57
C-5	685.26	0.42	23.16
C-6	1190.89	1.01	26.95
C-7	546.16	1.42	10.96
C-8	481.73	4.21	7.10
C-9	349.39	0.20	1.26
C-10	882.58	0.10	1.20
C-11	471.76	4.08	5.13
C-12	462.94	4.60	7.13
C-13	1152.49	0.43	1.59
C-14	870.75	0.13	1.17
C-15	471.08	4.48	5.07
C-16	554.47	1.66	24.90
C-17	665.85	0.26	24.01
C-18	1202.30	0.57	27.69
C-19	556.10	1.34	11.42
P	14321.31	28.00	226.62

Fuente: Elaboración propia

Calculo del "q" actuante

$$q_1, q_2, q_3, q_4 = \frac{P}{A} \pm \frac{6Mx}{BL^2} \pm \frac{6My}{LB^2}$$

$$q_{act} = \frac{3060 + 1377 + 14321.31}{850} \pm \frac{6(28)}{25 \times (34)^2} \pm \frac{6(226.62)}{34 \times (25)^2}$$

$$q_1 = 22.14 \frac{tn}{m^2}, q_2 = 22.00 \frac{tn}{m^2}, q_3 = 21.99 \frac{tn}{m^2}, q_4 = 22.13 \frac{tn}{m^2}$$

$$q_{actuante} \leq q_{admissible} \rightarrow 22.14 \frac{tn}{m^2} < 1.3(17.6) = 22.88 \frac{tn}{m^2} \text{ (ok)}$$

Se incrementó un 30% el valor de la presión admisible para estados de carga donde intervienen cargas de sismo o viento.

Verificamos que la presión admisible para un edificio de 19 pisos, para el estado de cargas por sismo en X, el esfuerzo actuante es menor al esfuerzo admisible del terreno

Tabla N° 4. 51. Momentos en las direcciones X e Y para cargas de Sismo en Y

Columna	P (Tn)	Mx (Tn.m)	My (Tn.m)
C-1	973.70	0.40	0.02
C-2	828.93	0.43	0.28
C-3	801.45	18.92	9.02
C-4	973.19	1.80	0.06
C-5	843.04	1.29	2.44
C-6	980.26	1.83	5.66
C-7	810.12	18.38	4.64
C-8	695.13	43.28	1.64
C-9	545.06	0.16	0.21
C-10	989.14	0.40	0.16
C-11	685.81	42.73	0.37
C-12	678.64	43.69	1.64
C-13	978.85	0.43	0.14
C-14	684.05	43.13	0.36
C-15	822.97	18.87	8.84
C-16	953.03	0.28	0.39
C-17	836.61	0.60	2.62
C-18	989.79	0.27	5.45
C-19	813.30	18.32	4.59
P	16425.90	255.23	48.52

Fuente: Elaboración propia

$$q_{act} = \frac{3060 + 1377 + 15883.07}{850} \pm \frac{6(257.22)}{25 \times (34)^2} \pm \frac{6(48.52)}{34 \times (25)^2}$$

$$q_1 = 24.61 \frac{tn}{m^2}, q_2 = 24.58 \frac{tn}{m^2}, q_3 = 24.48 \frac{tn}{m^2}, q_4 = 24.50 \frac{tn}{m^2}$$

$$q_{actuante} \leq q_{admisible} \rightarrow 24.61 \frac{tn}{m^2} > 1.3(17.6)$$

$$= 22.88 \frac{tn}{m^2} \quad \text{no cumple}$$

Se incrementó un 30% el valor de la presión admisible para estados de carga donde intervienen cargas de sismo o viento.

Verificamos que la presión admisible para un edificio de 19 pisos, para el estado de cargas por sismo en Y, el esfuerzo actuante es mayor al esfuerzo admisible del terreno.

4.6.5.5. Diseño de la franja horizontal más crítica (franja n°1)

1. Diseño por punzonamiento : $V_u \leq \phi V_c$

Calculo del "q" actuante

Se analizó la columna más crítica: C-19

$$P_u = 2.14 \text{ tn} + 1202.30 \text{ tn}$$

$$P_u = 1204.44 \text{ tn}$$

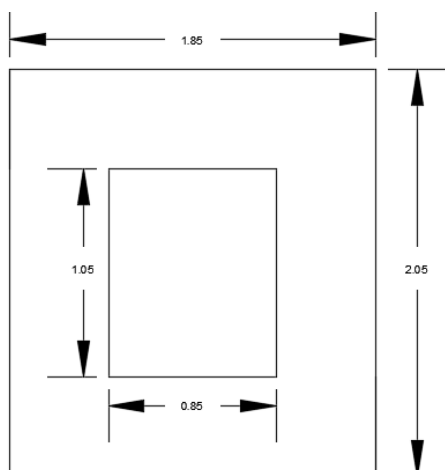


Figura N° 4. 38. Detalle de placa base

Fuente: Elaboración propia

Calculo de la Resistencia del concreto

$$V_u = P_u - q_u(A_o) \Rightarrow 1204.12 \text{ tn} - 21.18 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} (3.79 \text{ m}^2) = 1123.85 \text{ tn}$$

$$\phi V_c \leq \phi V_c \text{ limite} \Rightarrow \phi \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c} \right) x \sqrt{f_c} x b_o x d \leq 1.1 x \sqrt{f_c} x b_o x d$$

$$\phi V_c = 0.85 \left(0.53 + \frac{1.1}{1.24} \right) x \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} x 780 \text{ cm} x 150 \text{ cm} = 2358.21 \text{ tn}$$

$$\phi V_c \text{ limite} = 0.85 \times 1.1 \times \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \times 780 \text{ cm} \times 150 \text{ cm} = 1830.52 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = \min(2358.21 \text{ tn}, 1830.52 \text{ tn}) = 1830.52 \text{ tn}$$

$$\phi V_c > V_u = 1830.52 > 1204.44 \text{ tn} \quad \text{ok Cumple}$$

2. Diseño por cortante como viga : $V_u \leq \phi V_c$

Para el análisis se verifico la fuerza cortante a una distancia “d” de la cara del pedestal más crítico para la Franja 1:

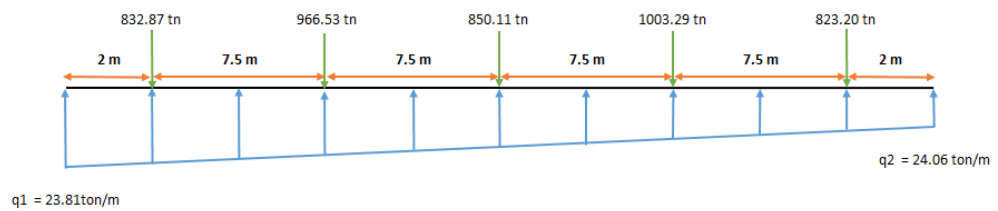


Figura N° 4. 39. Representación de las cargas actuantes sobre la franja n° 1

Fuente: Elaboración propia

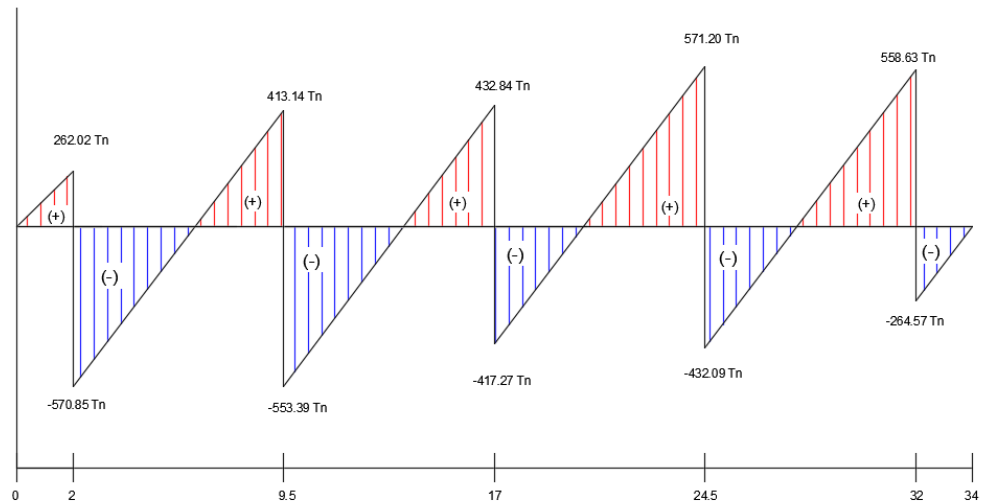


Figura N° 4. 40. Diagrama de fuerza cortante para la franja n°1

Fuente: Elaboración propia

Distancia del eje del pedestal a una distancia "d" = 1m

Vu a una distancia 1 m = 433.73 tn

$$\phi V_c = \phi 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \Rightarrow 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280} \times 550 \times 150 = 621.91 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = 621.91 \text{ tn}$$

$$\phi V_c > V_u \Rightarrow 621.91 > 439.73 \text{ tn} \quad \text{Cumple}$$

3. Diseño por flexión

Para calcular el acero por flexión, consideramos como parámetros para As(mínimo) la siguiente expresión:

Losas con barras corrugadas con $f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \dots \dots \dots 0.0018bh$

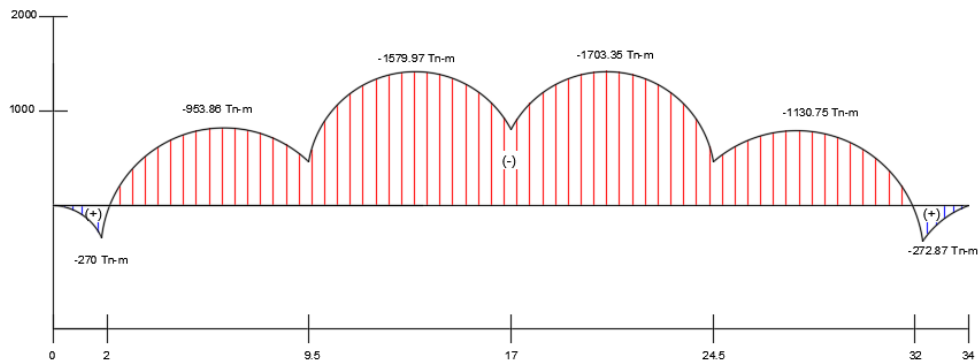


Figura N° 4. 41. Diagrama de momento flector para la franja n°1

Fuente: Elaboración propia

Calculo del Acero de refuerzo:

3.1 Calculo del Acero inferior As(inferior)

Ancho de Franja = 550 cm

Peralte efectivo = 150 cm

Mu(+) a una distancia d/2 0.425 m= 128.65 tn.m

$$k_u = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{128.65 \times 10^5}{550 \times (150 \text{ cm})^2} = 1.04 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Calculo de acero para 1 metro de ancho:

$$As \text{ requerido} = \rho \times b \times d = 0.0004 \times 100 \text{ cm} \times 150 \text{ cm} = 6 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ minimo} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \text{ cm} \times 150 \text{ cm} = 27 \text{ cm}^2$$

As requerido < As minimo

$$As \text{ colocado} = 27 \text{ cm}^2$$

Se utilizó $\emptyset \frac{3}{4}$ " , acero que tiene como área = 2.84 cm² , se calculó el espaciamiento :

$$S = \frac{100 \text{ cm} \times 2.84 \text{ cm}^2}{27 \text{ cm}^2} = \text{cm} \Rightarrow S @ 10.51 \text{ cm}$$

Por lo tanto se utilizo Acero transversal Inferior $\emptyset 3/4$ " @ 0.10 m

3.2 Calculo del Acero Superior As(superior)

Momento Actuante Máximo = 1492.75 tn.m

Ancho de Franja = 550 cm

$$k_u = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{1703.35 \times 10^5}{550 \times (150 \text{ cm})^2} = 13.76 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Calculo de acero para 1 metro de ancho:

$$As \text{ requerido} = \rho \times b \times d = 0.0038 \times 100 \text{ cm} \times 150 \text{ cm} = 57 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ minimo} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \text{ cm} \times 150 \text{ cm} = 27 \text{ cm}^2$$

As requerido > As minimo

$$As \text{ colocado} = 54 \text{ cm}^2$$

Se utilizó $\emptyset 1 \frac{3}{4}$ " , acero que tiene como área = 14.52 cm² , se calculó el espaciamiento :

$$S = \frac{100 \text{ cm} \times 14.52 \text{ cm}^2}{57 \text{ cm}^2} = 25.47 \text{ cm} \Rightarrow S @ 20 \text{ cm}$$

Por lo tanto se utilizo Acero transversal Superior $\emptyset 1 \frac{3}{4}$ " @ 0.20 m

4.6.5.6. Diseño de la franja vertical más crítica (franja n°8)

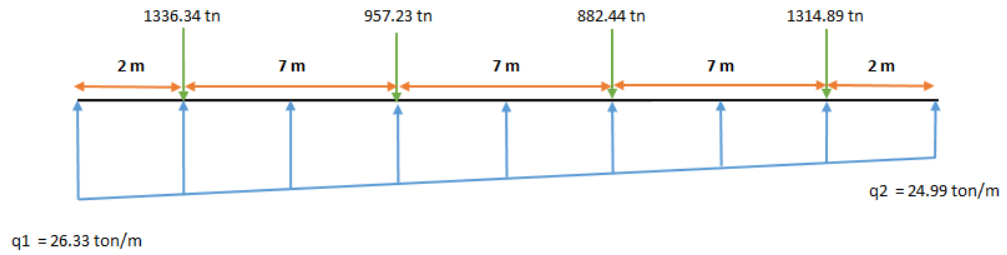


Figura N° 4. 42. Representación de las cargas actuantes sobre la franja n°8

Fuente: Elaboración propia

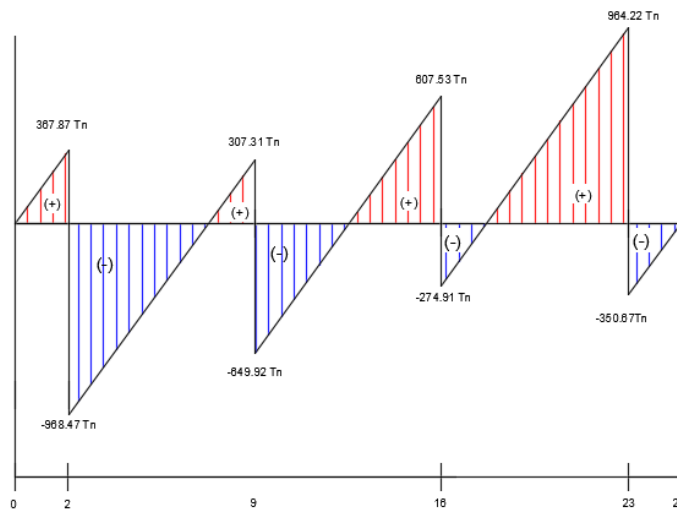


Figura N° 4. 43. Diagrama de fuerza cortante para franja n°8

Fuente: Elaboración propia

Distancia del eje del pedestal a una distancia "d" = 1m

V_u a una distancia 1 m = 784 tn

$$\phi V_c = \phi 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \Rightarrow 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280} \times 700 \times 150 = 791.52 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = 791.52 \text{ tn}$$

$$\phi V_c > V_u \Rightarrow 791.52 \text{ tn} > 784 \text{ tn} \quad \text{Cumple}$$

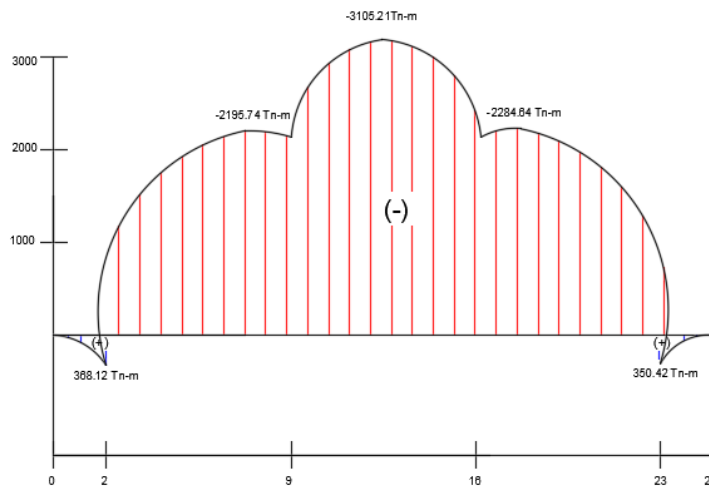


Figura N° 4. 44. Diagrama de momento flector franja n°8

Fuente: Elaboración propia

Calculo del Acero de refuerzo:

3.1 Calculo del Acero inferior $A_s(\text{inferior})$

Ancho de Franja = 700 cm

Peralte efectivo = 150 cm

$M_u (+)$ a una distancia $d/2$ 0.425 m= 196.10 tn.m

$$k_u = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{196.17 \times 10^5}{700 \times (150 \text{ cm})^2} = 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Calculo de acero para 1 metro de ancho:

$$A_s \text{ requerido} = \rho \times b \times d = 0.0004 \times 100 \text{ cm} \times 150 \text{ cm} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ minimo} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \text{ cm} \times 150 \text{ cm} = 27 \text{ cm}^2$$

$A_s \text{ requerido} < A_s \text{ minimo}$

$$A_s \text{ colocado} = 27 \text{ cm}^2$$

Se utilizó $\emptyset \frac{3}{4}$ " , acero que tiene como área = 2.84 cm^2 , se calculó el espaciamiento :

$$S = \frac{100 \text{ cm} \times 2.84 \text{ cm}^2}{27 \text{ cm}^2} = \text{cm} \Rightarrow S @ 10.52 \text{ cm}$$

Por lo tanto se utilizo Acero longitudinal Inferior $\emptyset 3/4'' @ 0.10 \text{ m}$

3.2 Calculo del Acero Superior A_s (superior)

Momento Actuante Máximo = 1620.29 tn.m

Ancho de Franja = 700 cm

$$k_u = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{3105.21 \times 10^5}{700 \times (150 \text{ cm})^2} = 19.71 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Calculo de acero para 1 metro de ancho :

$$A_s \text{ requerido} = \rho \times b \times d = 0.0056 \times 100 \text{ cm} \times 150 \text{ cm} = 84 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ minimo} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \text{ cm} \times 150 \text{ cm} = 27 \text{ cm}^2$$

$A_s \text{ requerido} > A_s \text{ minimo}$

$$A_s \text{ colocado} = 42 \text{ cm}^2$$

Se utilizó $\emptyset 1 \frac{3}{8}''$, acero que tiene como área = 10.06 cm² , se calculó el espaciamiento :

$$S = \frac{100 \text{ cm} \times 10.06 \text{ cm}^2}{84 \text{ cm}^2} = 11.97 \text{ cm} \Rightarrow S @ 10 \text{ cm}$$

Por lo tanto se utilizo Acero longitudinal superior $\emptyset 1 \frac{3}{8}'' @ 0.10 \text{ m}$

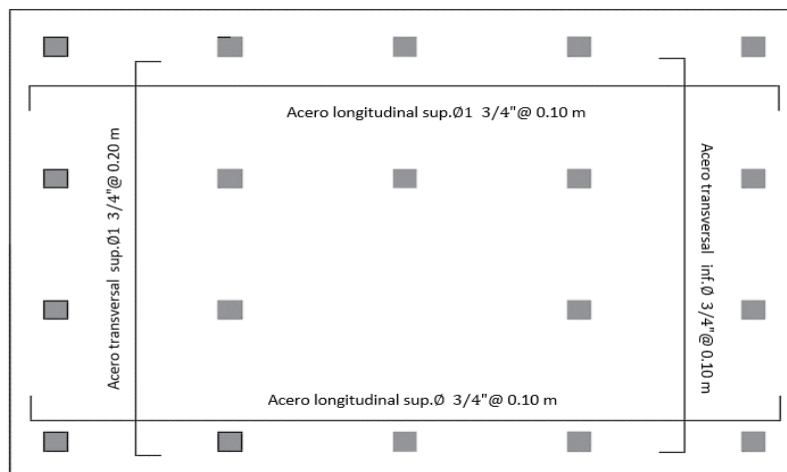


Figura N° 4. 45. Distribución de acero en losa de cimentación para el edificio de 18 pisos

Fuente: Elaboración propia

Detalle de la Losa de cimentación

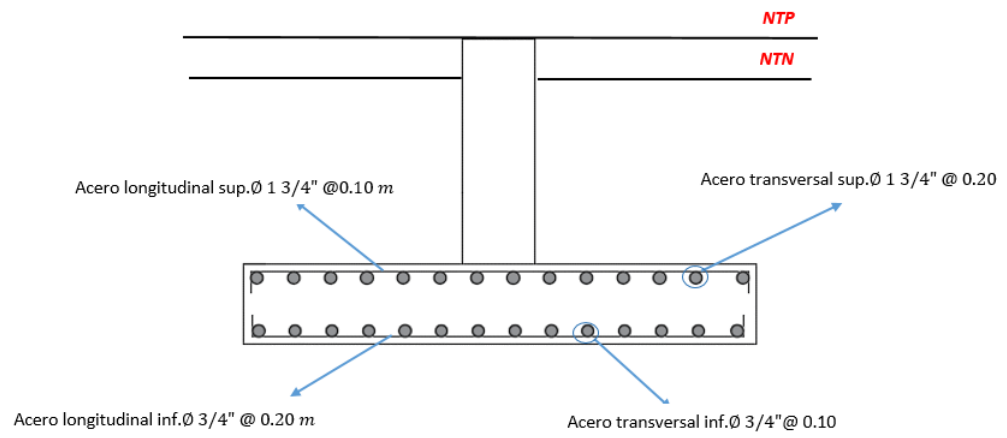


Figura N° 4. 46. Detalle de la losa de cimentación para el edificio de 18 pisos

Fuente: Elaboración propia

4.7. Análisis e interpretación de resultados

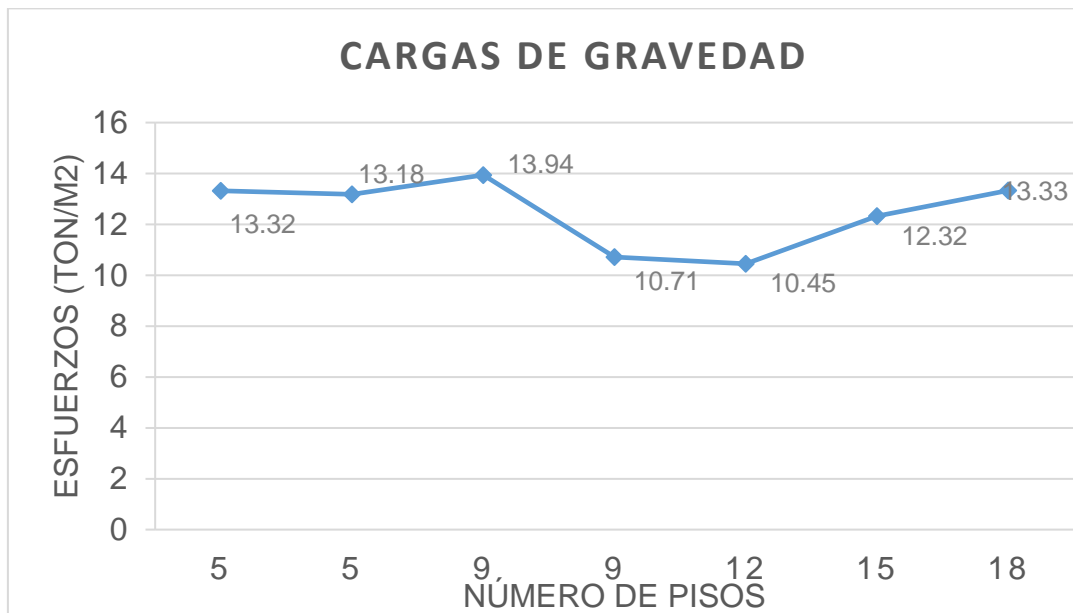


Figura N° 4. 47. Gráfico esfuerzos vs número de pisos para estado de cargas de gravedad

Fuente: Elaboración propia

En este gráfico podemos observar la variación de esfuerzos a medida que aumenta la cantidad de pisos, también podemos apreciar que el esfuerzo transmitido a las zapatas es mayor al de las Losas de cimentación, debido a que estas últimas distribuyen las presiones por medio de una mayor área de contacto.

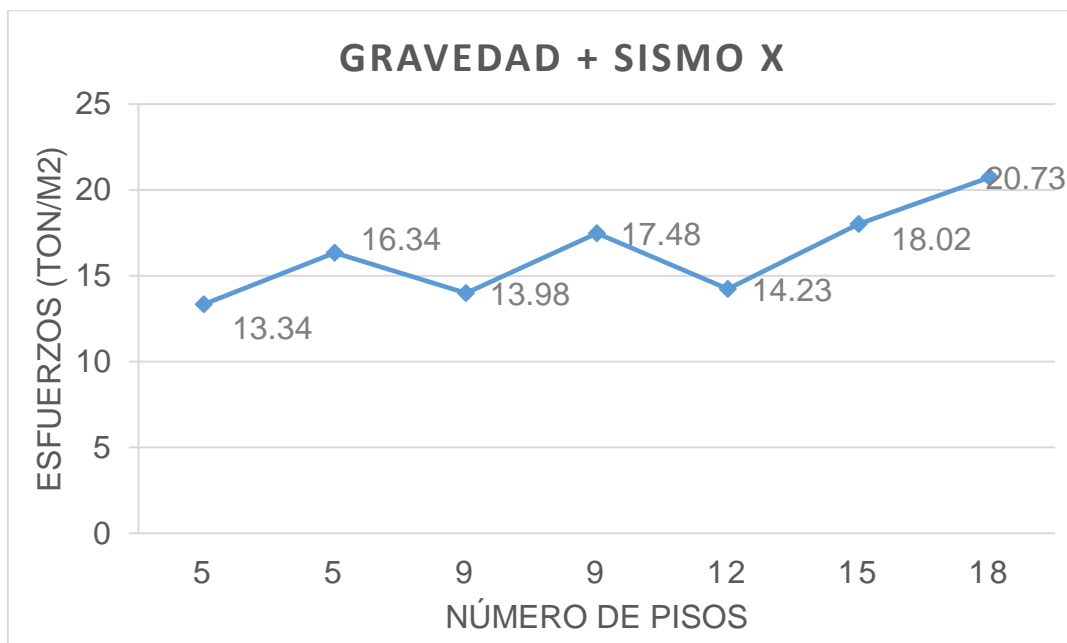


Figura N° 4. 48. Gráfico esfuerzos vs número de pisos para estado de cargas de gravedad + sismo x

Fuente: Elaboración propia

En esta grafica se refleja que las presiones son mayores en las columnas excéntricas debido a que los vanos arriostrados se ubican en el perímetro de la estructura. Para las Losas de cimentación los esfuerzos transmitidos a la base aumentan linealmente conforme aumenta la cantidad de niveles.



Figura N° 4. 49. Gráfico esfuerzos vs número de pisos para estado de cargas de gravedad + sismo x

Fuente: Elaboración propia

Las presiones en las columnas excéntricas continúan siendo mayores para el sismo en Y. En las losas de cimentación los esfuerzos de Sismo en la dirección Y tuvieron mayores valores.

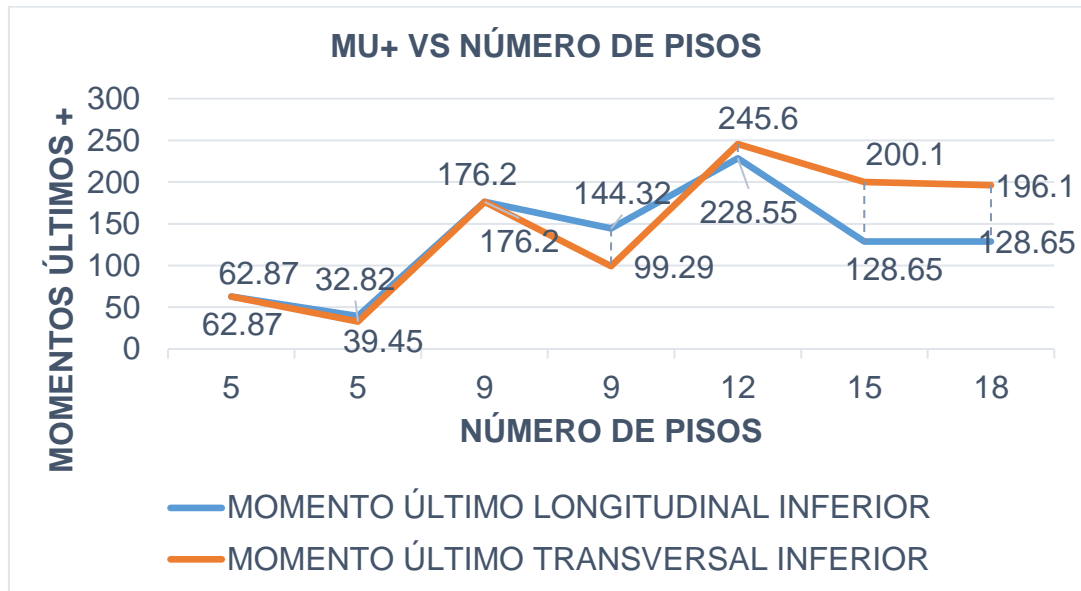


Figura N° 4. 50. Gráfico momentos últimos vs número de pisos

Fuente: Elaboración propia

Del gráfico se puede observar que para los edificios de 5 y 9 pisos son mayores los momentos en las zapatas centrales; además, en zapatas excéntricas los momentos són mayores en la dirección transversal (perpendicular a la ubicación de los vanos arriostrados). Para las edificaciones de 12, 15 y 18 pisos se observa que, para las losas de cimentación, los momentos son muy pequeños y menores a momentos mínimos.



Figura N° 4. 51. Gráfico momento último vs número de pisos en losas de cimentación

Fuente: Elaboración propia

En esta imagen debido al arriostramiento en el interior de la edificación los momentos en el edificio de 18 pisos son menores al de las edificaciones de 12 y 15 pisos.

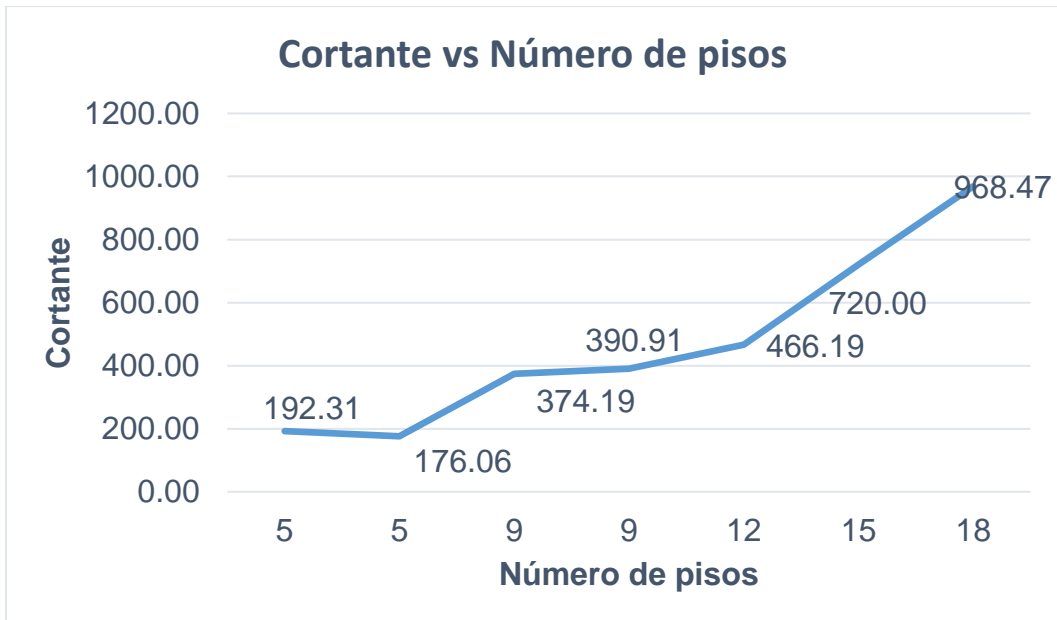


Figura N° 4. 52. Gráfico cortante vs número de pisos

Fuente: Elaboración propia

Del gráfico se observa las cortantes de diseño son mayores conforme incrementan el número de pisos, esto debido al incremento de las presiones actuantes para los edificios de mayor altura.

4.8. Prueba de hipótesis

En la presente investigación la respuesta ante la hipótesis planteada se obtiene que solo se pueden construir edificaciones hasta 15 pisos cumpliendo con criterios de seguridad establecidos, lo cual no confirma lo que se había predispuesto a obtener, ya que, para la edificación de 18 pisos, las presiones transmitidas al suelo se incrementan de manera considerable superando la presión admisible para el estado de carga gravedad + sismo y.

Tabla N° 4. 52. Presiones actuantes para cargas de servicio en los edificios propuestos

NÚMERO DE PISOS	CIMENTACIÓN SUPERFICIAL ESCOGIDA	PRESIONES ACTUANTES		
		GRAVEDAD (ton/m ²)	GRAVEDAD + SISMO X (ton/m ²)	GRAVEDAD + SISMO Y (ton/m ²)
5 PISOS	Zapata Central	13.32	13.34	13.32
	Zapata Excéntrica	13.18	16.34	14.05
9 PISOS	Zapata Central	13.94	13.98	13.95
	Zapata Excéntrica	10.71	17.48	12.38
12 PISOS	Losa de cimentación	10.45	14.23	14.55
15 PISOS	Losas Cimentación	12.32	18.02	20.79
18 PISOS	Losas Cimentación	14.29	22.14	24.61

Fuente: Elaboración propia

V. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Se muestran a continuación las tablas que servirán para la discusión de resultados obtenidos del análisis de los edificios propuestos

Tabla N° 4. 53. Resultados obtenidos para el diseño de la cimentación de los edificios propuestos

NÚMERO DE PISOS	TIPO DE CIMENTACION	PERALTE	As-transversal cm2	As-Longitudinal cm2	As+transversal cm2	As+Longitudinal cm2
5	Zapata Central	0.6	-----	-----	44.38	44.38
5	Zapata Excéntrica	0.6	-----	-----	37.8	44.38
9	Zapata Central	0.65	-----	-----	79.14	79.14
9	Zapata Excéntrica	0.7	-----	-----	88.67	94.83
12	Losa de Cimentación	1	92	62	18	18
15	Losas Cimentación	1.5	42	60	27	27
18	Losas Cimentación	1.5	57	84	27	27

Fuente: Elaboración propia

De la tabla se puede observar que para el edificio de 18 pisos se obtuvo el peralte de 1.5 m, las columnas excéntricas fueron las que poseen mayor peralte debido al incremento de presiones por carga de sismo, de igual modo el área de acero.

Tabla N° 4. 54. Cargas y momentos por sismo en los edificios de 5 y 9 pisos

CASOS DE CARGA	EDIFICIO 5 PISOS		EDIFICIO 9 PISOS	
	COLUMNA INTERIOR MÁS CARGADA	COLUMNA EXCÉNTRICA MÁS CARGADA	COLUMNA INTERIOR MÁS CARGADA	COLUMNA EXCÉNTRICA MÁS CARGADA
SX	0.00	22.48	0.00	117.87
SY	0.00	6.55	0.00	30.88
MXSX	0.19	0.05	0.56	0.21
MYSX	0.09	0.45	0.43	1.87
MXSY	0.50	0.07	1.73	0.39
MYSY	0.02	0.33	0.15	1.33

Fuente: Elaboración propia

Para las columnas interiores las cargas y momentos por sismo son pequeños llegando a 0 dado que las columnas excéntricas reciben un mayor porcentaje.

Tabla N° 4. 55. Excentricidad obtenida en las cimentación para los edificios propuestos

NÚMERO DE PISOS	TIPO COLUMNA O LOSA	ex (m)	ey (m)
5 PISOS	COLUMNA INTERIOR MÁS CARGADA	0.0008	-0.0012
	COLUMNA EXCÉNTRICA MÁS CARGADA	0.0000	-0.2500
9 PISOS	COLUMNA INTERIOR MÁS CARGADA	0.0006	0.0000
	COLUMNA EXCÉNTRICA MÁS CARGADA	-0.0006	-0.05
12 PISOS	LOSA DE CIMENTACIÓN	0.012	0.010
15 PISOS	LOSA DE CIMENTACIÓN	0.017	0.019
18 PISOS	LOSA DE CIMENTACIÓN	0.016	0.016

Fuente: Elaboración propia

Las columnas excéntricas poseen mayor excentricidad debido a que estas se ubicaban en el límite de propiedad, estas excentricidades se ubicaban en el núcleo central, Para Las Losas de cimentación la losa fue simétrica, por lo tanto, no hubo excentricidades

CONCLUSIONES

- Para dar respuesta al problema se ha seleccionado un planteamiento estructural en el que se fue variando el número de pisos de 5, 9, 12, 15 y 18 pisos, pero sin alterar la distribución arquitectónica.
- Los sistemas de pisos están conformados por losas colaborantes de 11 cm de espesor (losa de concreto más paneles calibre 20), apoyadas sobre vigas de piso espaciadas a cada 1.75m.
- El sistema resistente a cargas laterales está conformado por pórticos arriostrados excéntricamente más una caja de ascensor emplazada al centro de la edificación. En las edificaciones de 5, 9, 12 y 15 pisos los vanos arriostrados están dispuestos en el perímetro mientras que en la edificación de 19 pisos se arrostran vanos interiores para controlar los desplazamientos relativos de entrepiso.
- Ninguno de los edificios presenta irregularidades estructurales en altura y planta, ver cuadros.
- Todas las edificaciones cuentan con adecuada rigidez lateral, puesto que las máximas derivas de entrepisos están por debajo de los límites reglamentarios.
 - Los momentos introducidos por el sismo en la base de las columnas exteriores fueron mayores que en las columnas interiores, esto debido a que las fuerzas sísmicas se concentran en los vanos arriostrados del perímetro de la estructura (mayor rigidez), ver tabla:
 - Para cada edificación se propuso en primer lugar utilizar zapatas aisladas. Sin embargo, en edificios de mayor altura, el incremento de presiones en el terreno superaba la presión admisible, lo cual resultó más razonable emplear zapatas combinadas y conectadas. De manera similar, para las edificaciones de mayor altura (15 y 18 pisos), se utilizaron losas de cimentación como mejor alternativa.

A continuación, se describe con mayor detalle lo mencionado previamente:

- a) Edificio de 5 pisos: La columna concéntrica más cargada no presentó excentricidad mecánica ($e=M/P$) debido a lo indicado en el segundo

punto. Por consiguiente, se emplearon zapatas aisladas con dimensiones de 3.5 m x 3.5m. Para el diseño de esta zapata se obtuvo peralte de 60 cm, además se empleó acero mínimo de 5/8" con separación a 15 cm.

Considerando la excentricidad física en la columna excéntrica más solicitada, se obtuvieron zapatas con dimensiones 3.0 m x 3.5 m.

Para el diseño se obtuvo un peralte de 60 cm y acero mínimo de 5/8" con separación a 15 cm.

- b) Edificio de 9 pisos: Para las columnas interiores considerando la más cargada, se obtuvieron dimensiones de zapata de 4.7 m x 4.7 m. Se diseñó esta cimentación con peralte de 0.7 metros y acero de 5/8" con separación a 15 cm. Cabe resaltar que los momentos actuantes fueron superiores al momento mínimo, debido al aumento considerable de cargas en los apoyos, y los volados de la cimentación obtenidos por consecuencia de ello.

En la columna excéntrica más cargada, dado el límite de propiedad y el incremento de cargas en la base, no se obtuvieron presiones de tensión en un lado de la zapata puesto que la resultante de cargas se ubicó dentro del núcleo central, obteniéndose zapatas con dimensiones 5.50 x 4.10 m. Con esto, se puede interpretar que las dimensiones para este tipo de cimentación son grandes su uso ya no resulta ser razonable para edificios de mayor altura.

Esta cimentación se diseñó con peralte de 0.75 m. Se empleó acero longitudinal 5/8" con separación a 12.50 cm, el cual fue superior al acero mínimo debido a los mayores volados, a diferencia del acero transversal de 5/8" con separación a 12.50 cm, del cual se empleó sólo acero mínimo.

- c) Edificio de 12 pisos: El incremento de fuerzas y momentos por sismo en la base de la columna son elevados para el uso zapatas combinadas y conectadas. Por consiguiente, se optó por usar sólo losas de cimentación.

Para el diseño de losas de cimentación se empleó un espesor de 1 metro. Para esta edificación se empleo acero transversal superior de $\Phi 1\ 3/4'' @ 0.15\ m$, acero longitudinal superior $\Phi 1\ 3/8'' @ 0.15\ m$, asi como también acero longitudinal y transversal inferior $\Phi 3/4'' @ 0.15\ m$.

Para el diseño de Losas de Cimentación del Edificio de 12 pisos en adelante, se empleó el Método Rígido convencional, debido a que no se logró el equilibrio de fuerzas para la obtención del diagrama de Cortantes y Momentos, se basó en el antecedente hallado en la Universidad de Gaza (Abedalkareem, 2008), Método Rígido Convencional Modificado

- d) Edificio de 15 pisos: Para el dimensionamiento de la cimentación de este edificio, primero se analizaron zapatas aisladas, los resultados demuestran que el área ocupada por zapatas aisladas es más del 50% del terreno de la edificación, según los criterios propuestos para este tipo de casos es mejor usar una Losa de cimentación de 1.50 m. de espesor armada en ambas direcciones.

Para esta edificación se empleó acero transversal superior de $\Phi 1\ 3/4'' @ 0.15\ m$, acero longitudinal superior $\Phi 1\ 3/8'' @ 0.15\ m$, asi como también acero longitudinal y transversal inferior $\Phi 3/4'' @ 0.10\ m$.

- e) **Edificio de 18 pisos:** Debido al aumento considerable presiones en la base; siendo éstas muy cercanas a los límites de presión admisible, la mejor alternativa de cimentación superficial capaz de distribuir de manera uniforme las presiones en el terreno es la Losa de cimentación con un espesor de 1.5 m. armada en ambas direcciones, siendo esta la edificación de altura límite para esta investigación.

Para esta edificación se empleó acero transversal superior de $\Phi 1\ 3/4'' @ 0.20\ m$, acero longitudinal superior $\Phi 1\ 3/8'' @ 0.20\ m$, asi como también acero longitudinal y transversal inferior $\Phi 3/4'' @ 0.10\ m$.

RECOMENDACIONES

- Realizar el análisis para las edificaciones de mayor altura, empleando cimentaciones profundas como pilotes
- Realizar el análisis estructural en las edificaciones de mayor altura utilizando losas con vigas de cimentación como alternativa al uso de las losas con emparrillado en dos direcciones.
- Realizar un estudio comparativo de cimentaciones superficiales y profundas evaluando la influencia de sótanos.
- Analizar cimentaciones superficiales incluyendo la presencia de napa freática, teniendo en cuenta la ubicación de la edificación.
- Realizar un estudio comparativo económico de las cimentaciones empleadas para la presente investigación.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Mc Cormac (2014). Diseño de estructuras de acero 5ta Edición.
- Diseño sismoresistente de construcciones de acero – ALACERO
- AISC Steel Construction Manual 14 edition.
- SEAOC Seismic Design Manual– Building Design Examples
- Roy Becker (1995). Seismic Design of Special Concentrically Braced Steel Frames
- Sections and Merchant Bars – Arcelormittal – IIM Floor
- Juan Felipe Beltrán y Ricardo Herrera (2002) Innovaciones en el diseño sísmico de estructuras de acero.
- Lujan. E. (2011). Microzonificación geotécnica del distrito de Trujillo (Tesis doctoral) Universidad Nacional de Ingeniería.
- Tong. A. (2014). Factibilidad del uso de estructuras metálicas en el diseño de viviendas multifamiliares (Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil). Universidad Ricardo Palma.
- AISC 327-05, Seismic Design Manual
- AISC 341-10, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.
- AISC Design of Column Base Plates.
- Manual de viguetas FIRTH.
- Reglamento Nacional de Edificaciones, NTE E.020 Cargas, 2006.
- Reglamento Nacional de Edificaciones, NTE E.030 Diseño
- Abedalkareem M.(2008). Modifications of Conventional Rigid and Flexible Methods for Mat Foundation Design.

- Morales E. (2017).Diseño estructural de un edificio de 3 niveles con estructura metálica para usos múltiples en la Universidad Continental Sede Huancayo.

ANEXOS



*Proyecto y Construcción de Obras Civiles
Laboratorio de Control
en Ingeniería de Suelos y Pavimentos*

De acuerdo con la nueva Norma Técnica NTE E - 30 y el predominio del suelo bajo la cimentación, se recomienda adoptar en los diseños Sismo-Resistentes, los siguientes parámetros:

Factor de Zona : **Z = 0.45**
Factor de Amplificación del suelo : **S = 1.05**
Período que define la plataforma del espectro : **Tp = 0.60 "**

II.3 TRABAJOS DE CAMPO

Con la finalidad de definir el perfil estratigráfico del área de estudio, se realizarán exploraciones del suelo mediante la excavación de calicatas, pruebas de campo y muestreo del suelo.

Calicatas

Se excavó dos Calicatas o Pozos de exploración a cielo abierto a una profundidad de 5.00 m., asignándoles como **C-1 y C-2**, las cuales fueron convenientemente ubicadas en la zona a edificarse. Los respectivos registros de la Estratigrafía se presentan en el Capítulo correspondiente de ANEXOS .

Sondeos

Se realizaron dos sondeos de Exploración con el Equipo de Penetración Dinámica Ligera **DPL**, a una profundidad de 7.50 m. asignándoles como **DPL-1 y DPL-2**, los cuales fueron convenientemente ubicados en la zona a edificarse. Los respectivos registros de la estratigrafía se presentan en el capítulo correspondiente de ANEXOS.

Muestreo

De cada uno de los horizontes representativos de suelos se extrajeron muestras alteradas que debidamente identificadas se remitieron al laboratorio para los ensayos correspondientes para la identificación y clasificación de suelos. Asimismo se realizó el ensayo de densidad natural en la calicata C-1 a una profundidad de 5.00 m. debajo del nivel del terreno natural.

II.4 ENSAYOS DE LABORATORIO

ENSAYOS ESTANDAR:

Con las muestras de suelos tomadas en el campo se han efectuado los siguientes ensayos, con fines de identificación y clasificación de suelos:

Mz. 10, Lote 2, Int. 201, Urb. Jardines del Golf - Trujillo
(044) 94 9946311 (044) 94 9341211 (044) 423401
enriquegeo@hotmail.com



Proyecto y Construcción de Obras Civiles
Laboratorio de Control
en Ingeniería de Suelos y Pavimentos

- Análisis Granulométricos por Tamizado (Norma ASTM D422)
- Límite Líquido (Norma ASTM D423)
- Límite Plástico (Norma ASTM D424)
- Contenido de Humedad (ASTM-D2216)
- Peso Específico Relativo de Sólidos (ASTM D854)

ENSAYOS ESPECIALES:

- Densidades Máximas y Mínimas secas
- Sales Solubles Totales (Ex Itintec)

II.5 TRABAJOS DE GABINETE

II.5.1 Perfil Estratigráfico

En base a la información obtenida de los trabajos de campo y de los ensayos de laboratorio, se han establecido un perfil estratigráfico de acuerdo a la Calicata C-1.

II.5.2 Conformación del Subsuelo:

Calicata C-1:

0.00 - 0-40 m. Se presenta una capa de material de relleno en estado suelto con contenido de material orgánico.

0.40 – 3.80 m. Luego sigue una secuencia de arenas pobremente graduadas con contenido de limos (**SP-SM**), de color beige pardo, de poca plasticidad y humedad. Se presenta en un estado de compacidad media.

3.80 – 5.00 m. Se presenta un estrato de arena pobremente graduada (**SP**) de color gris claro, de poca plasticidad, regular humedad y compacidad media. No se presenta el Nivel Freático (NAF) a la profundidad de exploración.

Calicata C-2:

0.00 - 0-45 m. Se presenta una capa de material de relleno en estado suelto con contenido de material orgánico.

0.45 – 3.90 m. Luego sigue una secuencia de arenas pobremente graduadas con contenido de limos (**SP-SM**), de color beige pardo, de poca plasticidad y humedad. Se presenta en un estado de compacidad media.

3.90 – 5.00 m. Se presenta un estrato de arena pobremente graduada (**SP**) de color gris claro, de poca plasticidad y regular humedad. No se presenta el Nivel Freático (NAF) a la profundidad de exploración.

II.6 ANALISIS DE LA CIMENTACION

Mz. 10, Lote 2, Int. 201, Urb. Jardines del Golf - Trujillo

(044)94 994631 | (044) 94 934121 | (044) 423401

enriquegeo@hotmail.com

II.6.1 Profundidad de la Cimentación

Basado en los Trabajos de campo, Ensayos de Laboratorio, Perfiles y Registros Estratigraficos, Característica de la Estructura, se recomienda cimentar en el material conformado por Arena Pobrementemente Graduada (SP) de estado de compacidad media a una profundidad de cimentación mínima de: **Df = 2.60 m., para Cimientos Corridos, Df = 2.80 m., para Cimientos Cuadrados y Df= 1.50 m., para una Losa de Cimentación**, con respecto a la superficie actual del terreno.

II.6.2 Tipo de Cimentación

Dada la naturaleza del terreno a cimentar y las magnitudes posibles de las cargas transmitidas **se recomienda utilizar una Cimentación Superficial, tal como Cimiento Corrido, Cimiento Cuadrado y Losa de Cimentación.**

II.6.3 Cálculo de la Capacidad Portante Admisible

Se ha determinado la Capacidad Portante Admisible del terreno en base a las características del subsuelo y se han propuesto dimensiones recomendables para la cimentación.

Cálculo de la Capacidad Portante del Suelo (qul)

Se ha determinado la Capacidad Portante Admisible del terreno en base a las características del subsuelo y se han propuesto dimensiones recomendables para la cimentación.

La capacidad de carga se ha determinado en base a la fórmula de Terzaghi y Peck (1967), con los parámetros de Vesic (1971).

Cálculo de la Densidad Relativa (Dr)

Con los resultados de los ensayos en el laboratorio de densidades máximas y mínimas y a partir del ensayo de campo de densidad natural, obtenido de la arena pobremente graduada (SP) en la calicata C-1, se determinó una densidad relativa de 51.26 % a una profundidad de 5.00 m., lo cual indica que este material se encuentra en un estado de compacidad media.

$$\text{Densidad relativa (Dr)} = 51.26 \%$$

$$\text{Por Meryehot : } \phi = 25^\circ + 0.15 \cdot \text{Dr}, \text{ luego se tiene } \phi = 32.69^\circ$$

Debido al estado de compacidad media del suelo de cimentación, se ha considerado la reducción del coeficiente del ángulo de fricción, para considerar el efecto de una posible falla local

$$\phi = \text{Arctg} (2/3 \text{tg}(33^\circ))$$



$$\phi = 21.79^\circ$$

Luego trabajaremos con $C = 0.0 \text{ k/cm}^2$ y $\phi = 21^\circ$

Segun Terzaghi y Peck:

Cimentaciones Corridas

$$q_{ul} = sc \cdot C \cdot N_c + 1/2 \cdot s_\tau \cdot \delta \cdot B \cdot N_\tau + sq \cdot \delta \cdot D_f \cdot N_q$$

$$q_{ad} = q_{ul} / F.S.$$

. Cimentaciones Cuadradas

$$q_{ul} = 1.3 \cdot sc \cdot C \cdot N_c + 0.40 \cdot s_\tau \cdot \delta \cdot B \cdot N_\tau + sq \cdot \delta \cdot D_f \cdot N_q$$

$$q_{ad} = q_{ul} / F.S.$$

Donde:

- q_{ul} : = capacidad última de carga en kg/cm^2 .
- q_{ad} : = capacidad portante admisible en kg/cm^2 .
- F.S. : = factor de seguridad = 3
- δ : = peso específico total.
- B : = ancho de la zapata o cimiento corrido en mt
- Df. : = profundidad de la cimentación.
- N_c, N_τ, N_q : = parámetros que son función de ϕ
- sc, s_τ , sq : = factores de forma.
- C : = cohesión en (kg/cm^2)

a) CIMIENTO CORRIDO

$$C = 0.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 21^\circ$$

$$F.S. = 3.0$$

$$D_f = 2.60 \text{ m.}$$

$$B = 0.70 \text{ m.}$$

$$\gamma = 1.76 \text{ gr/cm}^3$$

$$N_c = 15,82$$

$$N_\tau = 6.20$$

$$N_q = 7.07$$

$$sc = 1.45$$

$$s_\tau = 0.60$$

$$sq = 1.38$$

De (1) se tiene :

$$q_{ul} = 4.521 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{ad} = 1.507 \text{ kg/cm}^2$$



Proyecto y Construcción de Obras Civiles
Laboratorio de Control
en Ingeniería de Suelos y Pavimentos

b) CIMIENTO CUADRADO

Zapata Cuadrada ($B*B = 2.00 \text{ m.} * 2.00 \text{ m.}$)

$$C = 0.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 21^\circ$$

$$F.S. = 3.0$$

$$Df = 2.80 \text{ m.}$$

$$B = 2.00 \text{ m.}$$

$$\gamma = 1.76 \text{ gr/cm}^3$$

$$Nc = 15.82$$

$$N\tau = 6.20$$

$$Nq = 7.07$$

$$sc = 1.45$$

$$st = 0.60$$

$$sq = 1.38$$

De (1) se tiene :

$$q_{ul} = 5.136 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{ad} = 1.712 \text{ kg/cm}^2$$

c) LOSA DE CIMENTACION

a. La Losa de Cimentación tiene las siguientes Dimensiones:

$$H = 50 \text{ cm.}$$

$$B_{menor} = 100 \text{ cm.}$$

$$B_{mayor} = \text{A determinar en el proyecto.}$$

$$Df = 1.50 \text{ m.}$$

b. Las Características Geotécnicas del Suelo son:

$$C = 0.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 21^\circ$$

$$F.S. = 3.0$$

$$\gamma = 1.76 \text{ gr/cm}^3$$

$$FS = 3$$

c. Reemplazando en la Fórmula para Capacidad Carga de Losas de Cimentación para Suelos Granulares, tenemos:

$$q_{adm.} = 11.98 \times N (1 + 0.33) \times Df/B \times (S/25.4 \text{ mm})$$

Mz. 10, Lote 2, Int. 201, Urb. Jardines del Golf - Trujillo

(044) 94 994631 | (044) 94 934121 | (044) 423401

enriquegeo@hotmail.com

Reemplazando:

$$q_{adm} = 1.76 \text{ kg/cm}^2$$

Df (m)	N (Golpes)	B (m)	Losa Cimentación (kg/cm ²)
0.5	10	10	1.1
1.0	13	10	1.61
1.5	14	10	1.76
2.0	16	10	2.04
2.5	18	10	2.33
3.0	20	10	2.63
3.5	22	10	2.94

II.6.4 Cálculo de Asentamientos

Para el análisis de cimentaciones tenemos los llamados **Asentamientos Totales y los Asentamientos Diferenciales**, de los cuales los asentamientos diferenciales son los que podrían comprometer la seguridad de la estructura si sobrepasa una pulgada, que es el asentamiento máximo tolerable para estructuras convencionales.

El asentamiento de la cimentación se calculará en base a la teoría de la elasticidad (Lambe y Whitman, 1964), considerando el tipo de cimentación superficial recomendado. Se asume que el esfuerzo neto transmitido es uniforme en ambos casos.

El asentamiento elástico inicial será:

$$S = \Delta q_s B(1-u^2) I_f / E_s$$

donde:

S = asentamiento (cm)

Δq_s = esfuerzo neto transmisible (kg/cm²)

B = ancho de cimentación (cm)

E_s = módulo de Elasticidad (kg/cm²)

u = relación de Poisson

I_f = factor de influencia que depende de la forma y la rigidez de la cimentación.

Las propiedades elásticas del suelo de cimentación fueron asumidas a partir de tablas publicadas con valores para el tipo de suelo existente donde iría desplantada la cimentación.



Proyecto y Construcción de Obras Civiles
Laboratorio de Control
en Ingeniería de Suelos y Pavimentos

Para este tipo de suelo de arenas limosas donde ira desplantada la cimentación es conveniente considerar un módulo de elasticidad de $E = 3000 \text{ Tn/m}^2$ y un coeficiente de Poissón de $u = 0.25$. Los cálculos de asentamiento se han realizado considerando cimentación rígida y flexible, se considera ademas que los esfuerzos transmitidos son iguales a la capacidad admisible de carga.

a) CIMENTO CORRIDO (Df = 2.60 m.)

$\Delta q_s = 1.507 \text{ kg/cm}^2$
 $B = 70 \text{ cm.}$
 $E_s = 300 \text{ kg/cm}^2$
 $I_f = 1.97 \text{ (flexible)}$
 $I_r = 1.83 \text{ (rígido)}$
 $u = 0.25$

Se obtiene:

Cimentación flexible : $S = 0.649 \text{ cm.}$

Cimentación rígida : $S = 0.603 \text{ cm.}$

b) CIMENTO CUADRADO (Df = 2.80 m.)

$\Delta q_s = 1.712 \text{ kg/cm}^2$
 $B = 200 \text{ cm.}$
 $E_s = 300 \text{ kg/cm}^2$
 $I_f = 1.97 \text{ (flexible)}$
 $I_r = 1.83 \text{ (rígido)}$
 $u = 0.25$

Se obtiene:

Cimentación flexible : $S = 2.108 \text{ cm.}$

Cimentación rígida : $S = 1.958 \text{ cm.}$

c) LOSA DE CIMENTACION (Df = 1.50 m.)

Cálculo del Asentamiento Diferencial para Losas de Cimentacion en Suelos Granulares, tenemos:

$$\text{Asent. Difer.} = q \text{ adm.} / (0.25 \times N \times (1 + 0.33 \times (Df/B)))$$

Reemplazando:

Mz. 10, Lote 2, Int. 201, Urb. Jardines del Golf - Trujillo

(044)94 994631 | (044) 94 934121 | (044) 423401

enriquegeo@hotmail.com



Proyecto y Construcción de Obras Civiles
Laboratorio de Control
en Ingeniería de Suelos y Pavimentos

Asen. Difer. = 0.48 cm.

Por tanto el Asentamiento Máximo en esta Zona sera de **2.108 cm.**, inferior a lo permisible 2.54 cm. Según la Norma E-050. de Suelos y Cimentaciones, no se presentarán problemas por asentamiento.

II.7. AGRESIÓN AL SUELO DE CIMENTACIÓN

Se concluye que el estrato de suelo que forma parte del contorno donde irá desplantada la cimentación contiene concentraciones moderadas de sulfatos sales solubles totales y cloruros, que podrían atacar al concreto y la armadura de la cimentación. Cabe notar que en la zona del proyecto se nota la presencia de material orgánico llámese **salitre**, para este caso **se recomienda aislar a las cimentaciones con material apropiado**, de tal manera que estas no tengan contacto con este tipo de material. Así mismo el recubrimiento de las varillas de acero debe ser mayor que el comúnmente utilizado y el Cemento a usar será el **Tipo MS, o Tipo V.**

Mz. 10, Lote 2, Int. 201, Urb. Jardines del Golf - Trujillo

(044)94 9946311 (044) 94 9341211 (044) 423401

enriquego@hotmail.com

Anexo N° 2

ZONA I:

Zona cuyo perfil estratigráfico presenta un estrato superficial de relleno conformado por suelo orgánico en estado suelto, luego un estrato de material de arenas pobremente gradadas con limos, cuyo espesor varía entre 2,00 m. a 4,00 m. por debajo del cual se encuentra la grava aluvial.

El estrato portante para las cimentaciones convencionales será el material arenoso superficial, cuyas características de resistencia y compresibilidad son menores que la grava.

ZONA II:

Zona cuyo perfil estratigráfico presenta inicialmente un estrato de relleno conformado por suelo orgánico en estado suelto y luego un estrato de arenas pobremente graduadas, cuyo espesor varía de 0.40 m. a 1,00 m. y superficialmente se encuentran en estado suelto y su compacidad aumenta con la profundidad. A continuación se nota la presencia de grava pobremente graduada, de compacidad media, de regular humedad, con cierta presencia de bolones. El estrato portante para las cimentaciones convencionales será el material gravoso.

ZONA III:

Zona cuyo perfil estratigráfico presenta un estrato superficial de relleno conformado por suelo orgánico, luego un estrato de arena arcillosa o arcilla de baja plasticidad, de 0.40 a 1.20 m. de espesor. A continuación se nota arcilla de baja plasticidad, de consistencia media, regular humedad y con cierta presencia de $\frac{3}{4}$ " de diámetro. En las Urbanizaciones de Santa María y Las Casuarinas se nota la presencia del NAF a la profundidad de 1.20 m., presentando este suelo características pantanosas, con resistencia cortante bajas.

ZONA IV:

Zona cuyo perfil estratigráfico presenta un estrato superficial de relleno conformado por suelo orgánico en estado suelto, luego un estrato de material de arenas pobremente gradadas, cuyo espesor varía entre 0.30 m. a 0.90 m. A continuación se nota la presencia de arenas limosas, de compacidad media, de poca a regular humedad, con cierta presencia de gravas de $\frac{1}{2}$ " a $\frac{3}{4}$ " de diámetro. El estrato portante para las cimentaciones convencionales será el material arenoso limoso.

4. CONCLUSIONES:

- 4.1. La geología del Distrito de Trujillo consiste de afloramientos rocosos (rocas sedimentarias, volcánico sedimentarias y plutónicas) y depósitos sedimentarios (marinos, eólicos, coluvio-aluviales y aluviales), las cuales han sufrido las deformaciones terrestres presentándose estructuras regionales (lineamientos estructurales y diaclasas) que tienen una orientación andina (Noroeste-Sureste).
- 4.2. El programa de exploración geotécnica ha consistido en la ejecución de calicatas, ensayos estándar y especiales de laboratorio. La evaluación de toda esta información ha permitido definir cuatro zonas geotécnicas en el Distrito de Trujillo, de acuerdo a las características físicas y mecánicas de los suelos de fundación.
- 4.3. Zonificación Geotécnica: se proponen cuatro zonas para el Distrito de Trujillo, las cuales se describen a continuación:

ZONA I:

Presenta una capa superficial de relleno de 0.10 m. a 0.30 m. de espesor. Continúa arena pobremente graduada (SP) o arena pobremente graduada con limos (SP-SM), con cierta presencia de gravas de $\frac{1}{2}$ "a $\frac{3}{4}$ ", cu compactidad varía de suelta a media, de poca a regular humedad.

No se nota presencia del NAF hasta la profundidad explorada de 4 m. a 5 m. La Capacidad admisible para esta zona varía de 0.914 a 1.099 Kg/cm², para un Df = 0.90 m.

ZONA II:

Presenta una capa superficial de relleno de 0.40 m. de espesor. Continúa arena pobremente graduada (SP), poca humedad y semidensa, hasta 1.60 m. de profundidad. Luego se encuentra grava pobremente graduada (GP), de compactidad media a compacta, regular humedad. No se nota la presencia del NAF a la profundidad explorada.

La capacidad admisible para esta zona es de 1.10 a 1.328 Kg/cm², para Df = 1.00 m., considerando la cimentación en el material gravoso.

ZONA III:

Presenta una capa superficial de relleno de 0.40 m. de espesor. Luego continua arena arcillosa (SC) de regular humedad, de compactidad media hasta la profundidad de 1.30 m. A continuación se nota arcilla de baja plasticidad (CL), de consistencia media, regular humedad y con cierta presencia de gravas de $\frac{3}{4}$ " de diámetro. En las urbanizaciones de Santa María IV y V Etapa, Los Laureles, Las Casuarinas, San Vicente, Villa Contadores, se nota presencia del NAF a 1.20 m. de profundidad.

La capacidad admisible para las urbanizaciones UPAO, El Galeno, Ingeniería y Belén, varía de 1.039 a 1.232 Kg/cm², para un Df= 0.90 m.

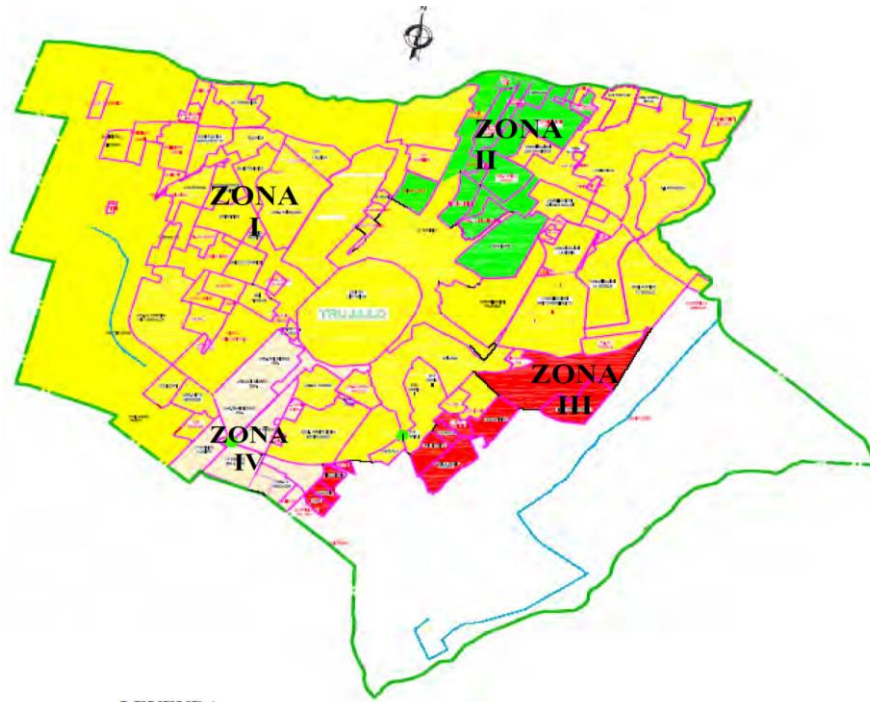
La capacidad admisible para las urbanizaciones Santa María y Las Casuarinas, varía de 0.794 a 0.939 Kg/cm², para un Df= 0.90 m.

ZONA IV:

Presenta una capa superficial de relleno de 0.30 m. de espesor. Continúa arena pobremente graduada (SP) con cierta presencia de gravas de $\frac{1}{2}$ ", de compactidad suelta a media. A continuación se nota arena limosa (SM) de compactidad media, de poca a regular con cierta presencia de gravas de $\frac{3}{4}$ " de diámetro.

La capacidad admisible para esta zona varía de 0.939 a 1.129 Kg/cm², para un Df=0.90 m.

- 4.4. Para determinar la capacidad admisible del suelo del Distrito de Trujillo, se ha considerado una cimentación para viviendas convencionales con cimientos corridos de ancho B=0.60 m. y profundidad de cimentación Df= 0.90 m., por ser la más típica del lugar y a la vez la mas desfavorable.
- 4.5. La capacidad de carga se ha determinado a partir de la fórmula de Terzagui y Peck (1967), utilizando los factores de forma de Vesic (1973).
- 4.6. Para el distrito de Trujillo que involucra 123 urbanizaciones, el rango encontrado de capacidad admisible del suelo varía entre 0.794 Kg/cm² a 1.328 Kg/cm² en promedio. Siendo la zona 3 la más crítica, más aun si hay presencia del NAF, y la mejor zona es la zona 2, que presenta grava como material de cimentación.



LEYENDA

Zona I	$q_{adm} = 0.914 \text{ a } 1.099 \text{ Kg/cm}^2$	Zona III	$q_{adm} = 0.794 \text{ a } 0.939 \text{ Kg/cm}^2$
Zona II	$q_{adm} = 1.100 \text{ a } 1.328 \text{ Kg/cm}^2$	Zona IV	$q_{adm} = 0.939 \text{ a } 1.129 \text{ Kg/cm}^2$