

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE CIVIL

DISERTACIÓN PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

COMPARACIÓN DE LOS CAPÍTULOS PARA DISEÑO SISMO RESISTENTE DE LA NORMA AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS 7 2010 (ASCE 7-10) CON LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN DEL 2011 (NEC-11), POR MEDIO DE SU APLICACIÓN EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PROYECTO DE UN MERCADO EN LA PARROQUIA DE GUAYLLABAMBA

NOMBRES:

ADRIÁN JARRÍN

CRISTIAN ROMO

DIRECTOR:

ING. JUAN CARLOS GARCÉS

QUITO, 2015

DEDICATORIA

A mis padres Juan Francisco y Gloria Beatriz,

Por toda su entrega y esfuerzo para hacer de mí la persona que soy,

Por su amor y comprensión en todo momento,

A mis hermanos Juan Gabriel, Santiago Andrés y Paúl Alejandro,

Mis tres ángeles,

Personas extraordinarias de las que aprendo cada día algo nuevo,

A mi abuelita Hortensia,

Por su amor incondicional y fuerza inagotable,

Y a todos aquellos que son una fuente de inspiración para seguir adelante.

Adrián Fernando Jarrín Pereira

Dedico este trabajo principalmente a Dios,
Por haberme permitido haber llegado hasta este momento tan importante
De mi formación personal.

A mis padres Iván Romo y Sandra Arellano,
Por ser un pilar fundamental en mi vida,
Un apoyo incondicional e inculcarme buenos valores,
Los cuales me han ayudado a salir adelante,
En cualquier momento que se me ha presentado y presentará.

A mis hermanas Karina y Paola,
Que de una u otra forma me han brindado su apoyo, regalándome sus risas y enojos.

A mis abuelos y familia en general,
Por brindarme su apoyo y compartir conmigo buenos y malos momentos.

Cristian Iván Romo Arellano

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios,

Fuente ilimitada de amor incondicional,

Por nunca dejarme rendir y siempre estar a mi lado.

A mi director de disertación Juan Carlos Garcés,

Por su tiempo, paciencia y sabiduría,

Por enseñarme a ser una persona crítica y utilizar la razón en todo momento.

A mis correctores de disertación Marcelo Guerra y Patricio Castro,

Por su valioso aporte para esta disertación,

Por ser profesores que exigen lo máximo a sus estudiantes.

A mis compañeros de universidad,

Por tantas risas y horas de estudio juntos.

A la Pontificia Universidad Católica del Ecuador,

Por permitir realizarme como persona y como profesional.

Adrián Fernando Jarrín Pereira

En primer lugar quiero darle gracias a Dios,
Por haberme dado la fuerza, el valor y la sabiduría
Para culminar esta etapa de mi vida.

A mis padres Iván Romo y Sandra Arellano,
Por el apoyo y confianza puesta en mí, por el amor incondicional que me demuestran día a
Día, por sus esfuerzos incasables para hacer de mí la persona que soy.

Al Ing. Juan Carlos Garcés,
Director de esta disertación, por todo el apoyo y tiempo brindado
Durante la elaboración de esta disertación.

Al Ing. Marcelo Guerra e Ing. Patricio Castro,
Lectores de esta disertación, por todo el apoyo y tiempo brindado
Durante la elaboración de esta disertación.

A mis amigos,
Por formar parte de esta etapa de mi vida,
Por esa amistad brindada, por todos los momentos compartidos.
A todos los que me brindaron su ayuda y apoyo en esta etapa de mi vida.

Cristian Iván Romo Arellano

ÍNDICE

Dedicatoria.....	i
Agradecimiento	iii
Índice de figuras	viii
Índice de tablas	xiii
Resumen	xv
1 CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES	1
1.1 INTRODUCCIÓN	1
1.1.1 CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO.....	1
1.2 ANTECEDENTES	4
1.3 OBJETIVOS	8
1.3.1 OBJETIVO GENERAL	8
1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	8
1.4 ALCANCE.....	8
1.5 FILOSOFÍA SISMO RESISTENTE	8
1.6 PRESENTACIÓN DEL PROBLEMA	9
2 CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	11
2.1 NORMA ASCE 7-10.....	11
2.1.1 CAPÍTULO 11: CRITERIOS PARA DISEÑO SÍSMICO	11
2.1.2 CAPÍTULO 12: REQUISITOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA ESTRUCTURAS	23

2.2	NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN DEL 2011 (NEC-11)	38
2.2.1	CAPÍTULO 2: PELIGRO SÍSMICO Y REQUISITOS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE	38
2.2.2	CAPÍTULO 4: ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO.....	61
3	CAPÍTULO III: METODOLOGÍA APLICADA EN LOS DISEÑOS	70
3.1	FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD) O DE ÚLTIMA RESISTENCIA.....	70
3.2	ARTICULACIÓN PLÁSTICA	72
3.3	COEFICIENTE DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA R	72
4	CAPÍTULO IV: DISEÑOS ESTRUCTURALES.....	73
4.1	DESCRIPCIÓN DE LOS PROGRAMAS UTILIZADOS.....	73
4.1.1	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015.....	73
4.1.2	CFS.....	76
4.1.3	S-Concrete	76
4.2	ESTRUCTURACIÓN Y MODELACIÓN.....	80
4.2.1	Combinaciones de carga.....	81
4.2.2	Modelamiento de la Estructura Metálica de la Planta General	82
4.2.3	Carga de Viento en la Estructura Metálica.....	87
4.2.4	Modelamiento de la Estructura en hormigón armado de las plantas del Mercado de Guayllabamba.....	98
4.3	Resultados.....	116

4.3.1	Plintos	116
4.3.2	Columnas	128
4.3.3	Vigas	134
4.3.4	Losa	140
4.3.5	Cadena	140
5	ANÁLISIS, INTERPRETACIÓN Y COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS	141
5.1	Cálculo de la fuerza de Diseño Sísmico relacionados con el lugar (zona) y el movimiento del suelo	141
5.2	Cálculo de la fuerza de Diseño Sísmico relacionados el tipo de estructura y su importancia	143
5.3	Restricción del Tipo de Análisis Según la Categoría de Diseño	144
5.4	Cálculo del cortante basal de diseño	145
5.5	Valores máximos permitidos de deriva de piso	147
5.6	Consideraciones en el análisis dinámico espectral	149
5.7	Espectros de respuesta	150
6	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	153
6.1	Conclusiones	153
6.2	Recomendaciones	153
7	BIBLIOGRAFÍA	155

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1 Entrada al mercado de Guayllabamba	1
Figura 1-2 Vista del Mercado de Guayllabamba desde su entrada	2
Figura 1-3 Interior del mercado de Guayllabamba.....	3
Figura 1-4 Interior del mercado de Guayllabamba.....	3
Figura 1-5 Hospital arruinado producto del terremoto de Ambato del 5 de agosto de 1949	5
Figura 1-6 Terremoto del 16 de agosto de 1868 en la ciudad de Ibarra Ecuador.....	5
Figura 1-7 Sismo del 12 de agosto del 2014, Quito	6
Figura 1-8 Terremoto del 4 de agosto de 1998, Bahía de Caráquez-Ecuador.....	6
Figura 2-1 Valores para los coeficientes S_S y S_1 para realizar un diseño sismo resistente en la ciudad de Quito.....	15
Figura 2-2 Espectro de respuesta de diseño.....	18
Figura 2-3 Determinación de la Deriva de Piso	36
Figura 2-4 Mapa de peligro sísmico del Ecuador.....	41
Figura 2-5 Curvas de Peligro Sísmico, Quito.....	44
Figura 2-6 Curvas de Peligro Sísmico, Guayaquil.	44
Figura 2-7 Espectro de Respuesta Elástico de Aceleraciones.	49
Figura 2-8 Características de los elementos a flexión	63
Figura 2-9 Requisitos de refuerzo longitudinal en elementos a flexión	64
Figura 2-10 Confinamiento en traslape de varillas de refuerzo longitudinal.	65
Figura 2-11 Separación de Estribos.....	66

Figura 2-12 Separación de estribos	68
Figura 2-13 Ejemplo de refuerzo transversal en columnas	69
Figura 4-1 Interface Autodesk Robot	74
Figura 4-2 Resultados dados por el programa CFS	76
Figura 4-3 Interface Programa S-Concrete.....	77
Figura 4-4 Implantación Mercado Guayllabamba.....	80
Figura 4-5 Cubierta Metálica de la Planta General – Modelo independiente	82
Figura 4-6 Perfil “O” de 50 mm x 50 mm x 3 mm.....	83
Figura 4-7 Perfil “O” de 75 mm x 75 mm x 3 mm.....	84
Figura 4-8 Perfil “O” de 100 mm x 100 mm x 3 mm.....	84
Figura 4-9 Perfil “G” (2) de 100 mm x 50 mm x 15 mm x 3 mm.....	84
Figura 4-10 Vista en planta de la cubierta metálica del mercado de Guayllabamba.....	85
Figura 4-11 Vista frontal de la cubierta metálica del mercado de Guayllabamba – Ejes B’ a J86	
Figura 4-12 Detalle de la correa de arriostamiento – Ejes señalados en la vista en planta.....	86
Figura 4-13 Cuadro de datos para iniciar la simulación de viento	87
Figura 4-14 División de la cubierta del mercado para la simulación del viento	89
Figura 4-15 Primera simulación de la carga de viento en la cubierta metálica	90
Figura 4-16 Segunda simulación de la carga de viento en la cubierta metálica.....	91
Figura 4-17 Tercera simulación de la carga de viento en la cubierta metálica	92
Figura 4-18 Carga máxima generada por el viento	93

Figura 4-19 Planta General.....	98
Figura 4-20 Planta General Vista Frontal.....	99
Figura 4-21 Planta General Vista Lateral.....	99
Figura 4-22 Planta 1 – Vista en tres dimensiones	100
Figura 4-23 Planta 1 – Vista en planta	101
Figura 4-24 Planta 2 – Vista en tres dimensiones	102
Figura 4-25 Planta 2 – Vista en planta	103
Figura 4-26 Planta 3 – Vista en tres dimensiones	104
Figura 4-27 Planta 3 – Vista en planta	105
Figura 4-28 Planta 4 – Vista en tres dimensiones	106
Figura 4-29 Planta 4 – Vista en planta	107
Figura 4-30 Planta 5 – Vista en tres dimensiones	108
Figura 4-31 Planta 5 – Vista en planta	109
Figura 4-32 Planta 6 – Vista en tres dimensiones	110
Figura 4-33 Planta 6 – Vista en planta	111
Figura 4-34 Planta 7 – Vista en tres dimensiones	112
Figura 4-35 Planta 7 – Vista en planta	113
Figura 4-36 Planta 8 – Vista en tres dimensiones	114
Figura 4-37 Planta 8 – Vista en planta	115
Figura 4-38 Ubicación de los tipos de plintos en las plantas del mercado.....	117

Figura 4-39 Dimensiones y armado del plinto tipo C1	118
Figura 4-40 Dimensiones y armado del plinto tipo C2	119
Figura 4-41 Dimensiones y armado del plinto tipo C3	120
Figura 4-42 Dimensiones y armado del plinto tipo C4	121
Figura 4-43 Dimensiones y armado del plinto tipo C5	122
Figura 4-44 Dimensiones y armado del plinto tipo C6	123
Figura 4-45 Armado y elevación del pedestal tipo 1	124
Figura 4-46 Armado y elevación del pedestal tipo 2.....	125
Figura 4-47 Armado y elevación del pedestal tipo 3.....	126
Figura 4-48 Columna Sección 40 cm x 40 cm, armado dentro de l_0 y fuera de l_0	128
Figura 4-49 Elevación columna 40 cm x 40 cm.....	129
Figura 4-50 Columna Sección 40 cm x 50 cm, armado dentro de l_0 y fuera de l_0	130
Figura 4-51 Elevación columna 40 cm x 50 cm.....	131
Figura 4-52 Columna Sección 40 cm x 80, mismo armado dentro de l_0 y fuera de l_0	132
Figura 4-53 Elevación columna 40 cm x 80 cm.....	133
Figura 4-54 Viga Sección 50 cm x 50 cm	134
Figura 4-55 Detalle de armado viga 50 cm x 50 cm, corte longitudinal	135
Figura 4-56 Detalle viga 30 cm x 50 cm, armado de 6 ϕ 14	136
Figura 4-57 Detalle viga 30 cm x 50 cm, armado de 6 ϕ 16	137
Figura 4-58 Detalle viga 30 cm x 50 cm, armado de 8 ϕ 16	138

Figura 4-59 Detalle viga 30 cm x 50 cm, armado de 11 ϕ 16	139
Figura 4-60 Corte tipo de losa	140
Figura 4-61 Corte tipo de cadena	140
Figura 5-1 Espectros de respuesta del Mercado de Guayllabamba sin reducción ASCE 7-10 y NEC-11	150
Figura 5-2 Espectros de respuesta del Mercado de Guayllabamba reducidos ASCE 7-10 y NEC-11	151

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1-1 Sismos en el Ecuador	7
Tabla 2-1 Clasificación de la zona por tipo de suelo.....	15
Tabla 2-2 Coeficiente de sitio, F_a	16
Tabla 2-3 Coeficiente de sitio, F_v	17
Tabla 2-4 Categoría de Riesgo para edificios y otras estructuras para cargas de inundaciones, viento, nieve, sismos y hielo.....	20
Tabla 2-5 Factor de Importancia por Categoría de Riesgo de Edificios y Otras Estructuras para cargas de nieve, cargas de hielo y cargas sísmicas.....	20
Tabla 2-6 Categoría de Diseño Sísmico Basado en el Parámetro	21
Tabla 2-7 Categoría de Diseño Sísmico basado en el Parámetro	22
Tabla 2-8 Factores y Coeficientes de Diseño para Sistemas Resistentes a Fuerzas Sísmicas...24	
Tabla 2-9 Tipos de Irregularidades Horizontales o en Planta	29
Tabla 2-10 Tipos de Irregularidades Verticales o en Elevación.....	30
Tabla 2-11 Requisitos para Cada Piso que Resista más del 35% del Cortante Basal	31
Tabla 2-12 Procesos de Análisis Permitidos	32
Tabla 2-13 Coeficiente para el Límite superior en el	34
Tabla 2-14 Valores de Parámetros C_t y x para Periodo Aproximado.....	34
Tabla 2-15 Deriva de Piso Permitida, Δ_a	36
Tabla 2-16 Valores del Factor Z en Función de la Zona sísmica.....	42
Tabla 2-17 Clasificación de los Perfiles de Suelo	46

Tabla 2-18 Criterios para Clasificar Suelos dentro de los Perfiles de Suelo tipo C, D o E.....	47
Tabla 2-19 Tipo de Suelo y Factores de Sitio, F_a	47
Tabla 2-20 Tipo de Suelo y Factores de Sitio, F_d	48
Tabla 2-21 Tipo de Suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo, F_s	48
Tabla 2-22 Valores de ΔM Máximos, Expresados como Fracción de la Altura de Piso	50
Tabla 2-23 Tipo de Uso, Destino e Importancia.	51
Tabla 2-24 Valores de reducción de Respuesta Estructural R.....	53
Tabla 2-25 Configuración Estructural Recomendada	54
Tabla 2-26 Configuración Estructural No Recomendada.....	55
Tabla 2-27 Irregularidad en Planta Penalizada.....	57
Tabla 2-28 Irregularidad en Elevación Penalizada.....	59
Tabla 2-29 Clasificación de Edificios de Hormigón Armado	62
Tabla 2-30 Factores de reducción de resistencia	62
Tabla 4-1 Planilla de perfiles de la cubierta metálica del mercado de Guayllabamba	83
Tabla 4-2 Coeficiente de corrección, σ	95
Tabla 4-3 Coeficiente de entorno / altura, c_e	95
Tabla 4-4 Coeficiente de forma, c_f	96
Tabla 4-5 Resumen de los tipos de plinto utilizados	127

RESUMEN

En el contexto actual de la ingeniería civil, ha venido adquiriendo a lo largo de los años una especial importancia las normas para diseño sismo resistente, así también como el criterio del ingeniero civil a la hora de tomar decisiones importantes para el diseño de estructuras.

Al encontrarnos en un país donde todo su territorio posee riesgo sísmico, consideramos preciso realizar un análisis de la norma local, en este caso la Norma Ecuatoriana de la Construcción del 2011 (NEC-11).

Para realizar dicho análisis es necesario también tener un punto de referencia, que en este caso fue la norma de los Estados Unidos para diseño de estructuras, específicamente los capítulos para diseño sismo resistente. Dicha norma se llama American Society of Civil Engineers 7 del 2010 (ASCE 7-10). La razón por la que se eligió esta norma fue por la amplia investigación que realiza Estados Unidos continuamente, por tener uno de los institutos más grandes del mundo dedicado al análisis del comportamiento del hormigón armado, el Instituto Americano de Hormigón (American Concrete Institute) y también por la experiencia que este país posee al haber sufrido sismos de magnitud considerable.

El proyecto que se utilizó para realizar este análisis fue el diseño estructural de un mercado para la parroquia de Guayllabamba, el cual nació como una obra de acción social. Los comerciantes, dirigentes y habitantes de Guayllabamba desean poder construir este mercado, que actualmente funciona al aire libre, para contribuir con el desarrollo no solo de sus familias, sino de la parroquia entera.

ABSTRACT

In the current context of civil engineering, over the years it has been acquiring especially importance the standards for earthquake resistant design, as well as civil engineer criteria to make important decisions for the design of structures.

Since we are in a country where all its territory has seismic risk, we consider necessary to carry out an analysis of the local standard, in this case the Ecuadorian Standard for Construction (Norma Ecuatoriana de la construcción del 2011, NEC-11).

To perform this analysis is also necessary to have a point of reference, which in this case was the standard in the United States of America for design of structures, specifically the chapters for earthquake resistant design. This standard is called American Society of Civil Engineers 7 of 2010 (ASCE 7-10). The reason why this standard was chosen was the extensive research conducted by the United States of America continuously, for having one of the biggest institutes in the world dedicated to the analysis of the behavior of reinforced concrete, the American Concrete Institute (American Concrete Institute) and also for the experience that this country has to have suffered earthquakes of considerable magnitude.

The project which was used for this analysis was the structural design of a market for the parish of Guayllabamba, which began as social work. Traders, leaders and people of Guayllabamba want to build this market, which currently works outdoors, to contribute to the development of not only their families but the entire parish.

1 CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES

1.1 INTRODUCCIÓN

La disertación trata sobre la comparación de dos normas para diseño estructural, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11) y la norma American Society of Civil Engineers 7 del 2010 (ASCE 7-10), específicamente de aquellos capítulos en los cuales se señalan los requisitos para estructuras sismo resistentes.

Para lograr realizar esta comparación se diseñará la estructura del mercado destinado a construirse en la parroquia de Guayllabamba, siguiendo los parámetros que cada norma propone.

1.1.1 CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO

El diseño estructural del mercado en la parroquia de Guayllabamba fue solicitado como una petición por parte de los dirigentes de dicha parroquia conjuntamente con vendedores y moradores del sector a la Dirección de Formación Continua y Vinculación con la Colectividad (departamento de Acción Social) de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador.



Figura 1-1 Entrada al mercado de Guayllabamba
Fuente: Google Earth

El mercado se ubica en la entrada a Guayllabamba, a mano derecha de la Panamericana Norte sentido Quito – Guayllabamba.

En la actualidad, en el sitio del proyecto, funciona el mercado de Guayllabamba al aire libre y sin las instalaciones necesarias para su buen funcionamiento, como por ejemplo electricidad en cada local y sistemas de refrigeración para garantizar el buen estado de los alimentos.

El deseo de los vendedores y comerciantes que actualmente trabajan aquí es ser parte de un proyecto que garantice el desarrollo no solo de sus familias, sino también de toda la parroquia de Guayllabamba.



Figura 1-2 Vista del Mercado de Guayllabamba desde su entrada
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo



Figura 1-3 Interior del mercado de Guayllabamba
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo



Figura 1-4 Interior del mercado de Guayllabamba
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

El terreno destinado para la construcción de este proyecto tiene un área total de 10264 m², de los cuales la estructura del mercado propiamente dicha ocupará 2250 m², lo demás será destinado para parqueaderos, áreas recreativas y una guardería.

1.2 ANTECEDENTES

Ecuador se encuentra localizado en el Cinturón de Fuego del Pacífico el cual se caracteriza por concentrar varias de las zonas de subducción más importantes del mundo, es este el sitio donde se ha registrado la mayor actividad sísmica en el territorio terrestre, al igual que es el lugar donde se ubican la mayoría de los más grandes volcanes activos del planeta.

Los terremotos que se han presentado en Ecuador han sido producto del choque de las placas oceánica (Nazca) con la continental (Sudamericana), estas dos placas están dentro de un proceso de subducción. Esta convergencia de placas se la conoce también como borde occidental de Sudamérica, la cual ha dado origen a la formación de cadenas costeras de altas colinas.

Ecuador posee en su historia varias catástrofes que se encuentran relacionadas con los sismos, las mismas que han dejado pérdidas tanto humanas como materiales, estimándose las pérdidas humanas alrededor de 80.000.

Desde 1541, en un lapso de 458 años, han ocurrido en el territorio ecuatoriano 37 terremotos de intensidad VIII o mayor (Escala Internacional de Mercalli) y si se toma en cuenta los terremotos a partir de grado VI se debe aumentar 96 a esta lista, a partir de este grado se pueden presentar daños leves en las estructuras. (Bustos, 2010)



Figura 1-5 Hospital arruinado producto del terremoto de Ambato del 5 de agosto de 1949
Fuente: Lewis, 1949



Figura 1-6 Terremoto del 16 de agosto de 1868 en la ciudad de Ibarra Ecuador
Fuente: Archivo Histórico de Ibarra Ecuador.



Figura 1-7 Sismo del 12 de agosto del 2014, Quito
Este movimiento telúrico tuvo 5.1 grados de magnitud y 5 kilómetros de profundidad. El mismo dejó 3 muertos y 8 heridos. Fuente: (teleSUR-MT, 2014)



Figura 1-8 Terremoto del 4 de agosto de 1998, Bahía de Caráquez-Ecuador.
El 4 de agosto de 1998, el sismo de 7.1 grados en la escala de Richter afectó la zona norte de Manabí y se sintió en todo el país. Fuente: El Diario, 2010.

Tabla 1-1 Sismos en el Ecuador

Fecha	REGIÓN	EFFECTOS
4-09-1587	Quito y Otavalo.	Desplome de edificaciones en Quito y Otavalo.
15-03-1645	Riobamba antigua.	Sepultó a muchos habitantes bajo los escombros.
29-08-1674	San Miguel de Chimbo, Alausí, Riobamba antigua.	Deslizamientos del terreno, ondulaciones y ruidos.
20-06-1698	Cerca de Ambato, Tixán antigua y Píllaro.	A causa del sismo mueren 6500 personas.
26-03-1755	Quito.	Muchas edificaciones fueron afectadas y destruidas. "Parece que este es el fenómeno entre los terremotos, el más formidable en Quito".
4-02-1797	Riobamba antigua, Quito.	Deslizamientos, torrentes de lodo. Murieron cerca de 20000 personas entre Ambato y Quito.
16-08-1868	Cotacachi e Ibarra antigua.	"Desde el terremoto de Riobamba en 1797, la humanidad del país no conoce de un cataclismo igual y el número de víctimas perdidas fue indudablemente superior."

Fuente: Curso de Diseño Sismo Resistente - Ing. Juan Carlos Garcés.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 OBJETIVO GENERAL

El objetivo principal de esta disertación es realizar un análisis comparativo entre la norma ASCE 7-10 y la NEC-11, específicamente las consideraciones para el análisis y diseño sismo resistente de estructuras con pórticos a momento.

Obtener información clara sobre la aplicabilidad de ambas normas, y de esta manera estar en la capacidad de sugerir su aplicación confiable y segura en proyectos similares al estudiado en esta disertación.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Analizar el razonamiento que siguen ambas normas para aplicar los parámetros que se usan en ellas, para lograr obtener conclusiones.
- Encontrar semejanzas y diferencias, que permitan realizar cuadros comparativos entre ambas normas
- Elaborar el diseño estructural del mercado de Guayllabamba.

1.4 ALCANCE

Mediante esta disertación se realizará un análisis comparativo de parámetros considerados por cada una de las normas en el diseño sismo resistente como son: peso reactivo (W), clasificación de edificaciones según su importancia, factor de reducción de respuesta (según el sistema estructural utilizado), consideraciones para irregularidad en planta y elevación, espectro de respuesta, derivas, entre otros.

1.5 FILOSOFÍA SISMO RESISTENTE

- Resistir a sismos menores dentro del rango elástico sin sufrir daños, los cuales pueden ocurrir a lo largo de la vida útil de la estructura.
- Resistir sismos moderados dentro del rango elástico, sin causar daños estructurales graves los cuales sean reparables, este tipo de sismos son poco frecuentes.

- Resistir sismos severos sin llegar al colapso de la estructura, es este caso se aceptan daños en la estructura los cuales deben ser en lugares accesibles para su pronta reparación, cuando ocurren este tipo de sismos lo que se quiere es salvaguardar la vida de las personas.

Cuando la estructura esté solicitada por un sismo menor o moderado, esta debe comportarse dentro del rango elástico, mientras que si está solicitada por un sismo severo la estructura debe entrar en el rango no lineal o inelástico por lo que debe tener la ductilidad y resistencia suficiente para poder disipar la energía que se genere por el sismo.

1.6 PRESENTACIÓN DEL PROBLEMA

Alrededor del mundo muchas edificaciones han sido afectadas por sismos, Ecuador no es la excepción, nuestro país se encuentra ubicado en zonas en las cuales se pueden producir sismos de magnitud considerable, los cuales han causado muchas pérdidas, tanto humanas como materiales, por las que Ecuador y muchos de los países del mundo han ido incorporando normas para la construcción de edificaciones ubicadas en lugares con riesgo sísmico, las cuales cada vez se van actualizando y son más rigurosas en sus requerimientos.

La amenaza sísmica, la cual es propia de la naturaleza; y la vulnerabilidad, la cual es propia de las edificaciones, nos indican el riesgo sísmico de producirse daños en las estructuras, los cuales producirían a su vez pérdidas económicas y sociales. Las normas para diseño sismo resistente justamente han sido desarrolladas para reducir el riesgo, esto se logra diseñando a las estructuras de una mejor manera y con mayor detallamiento para lograr reducir su vulnerabilidad, también es preciso mencionar la posibilidad de realizar un análisis que permita incrementar el amortiguamiento de las edificaciones por medio de amortiguadores o sistemas que han sido desarrollados en los últimos años para resistir y disipar de mejor manera las fuerzas producidas por un evento sísmico.

Desde la publicación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción en el año 2011 (NEC-11), han surgido varias críticas acerca de su confiabilidad técnica, existen profesionales que aceptan la norma y la aplican en sus diseños estructurales pero, de igual manera, existen

profesionales que sostienen la idea de que la norma aún posee muchas fallas y carece de soporte técnico adecuado en algunas de sus secciones. Esta es la razón por la que consideramos necesario realizar un ejemplo práctico de un caso de la actualidad, aplicando ambas normas y comparando los resultados obtenidos con una y con otra.

Se evaluará el nivel de exigencia de la Norma Ecuatoriana de la Construcción del 2011 (NEC-11) y el respaldo técnico de los parámetros utilizados, realizando un estudio comparativo con la norma American Society of Civil Engineers del 2010 (ASCE 7-10), y así tener una idea clara de cuáles son las diferencias y semejanzas entre estas normas.

2 CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 NORMA ASCE 7-10

2.1.1 CAPÍTULO 11: CRITERIOS PARA DISEÑO SÍSMICO

2.1.1.1 Alcance

Cada estructura, y parte de éstas, incluyendo a los elementos no estructurales, deberán ser diseñados y construidos para resistir efectos de movimientos sísmicos según lo prescrito por los requerimientos sísmicos por el estándar del capítulo 11 de la norma ASCE 7-10.

Los siguientes tipos de estructuras están exentos de los requerimientos sísmicos de este estándar:

- Viviendas independientes de una y dos familias que, según su ubicación en el mapa, poseen un periodo corto (parámetro de la aceleración de respuesta espectral), S_s , menor que 0.4 o donde la categoría de diseño sismo resistente determinada en concordancia con la sección 11.6 de la norma ASCE 7-10 sea A, B o C.
- Estructuras destinadas para almacenamiento agrícola en las cuales la ocupación humana es solamente incidental.
- Aquellas estructuras que requieren especial consideración en sus características de respuesta y para las cuales se necesitan otras regulaciones para proporcionar criterios sísmicos, tales como: puentes vehiculares, torres de transmisión eléctrica, estructuras hidráulicas, líneas soterradas y sus accesorios, reactores nucleares, entre otros.
- Muelles que no son accesibles al público en general.

2.1.1.2 Aplicabilidad

Acerca de la aplicabilidad de este y los capítulos que tratan del diseño sismo resistente, se señala que las estructuras y sus componentes no estructurales serán diseñados y construidos en concordancia con los requerimientos de las siguientes secciones, basados en el tipo de estructura o componente que se esté analizando, de la siguiente manera:

- Edificios: Capítulo 12.

- Estructuras que no sean edificios: Capítulo 15.
- Componentes no estructurales: Capítulo 13.
- Estructuras aisladas sísmicamente: Capítulo 17.
- Estructuras con sistemas de amortiguamiento: Capítulo 18.

Debido a que este proyecto posee como uno de sus objetivos el de proveer refugio para sus ocupantes, se ha considerado al proyecto del Mercado de Guayllabamba dentro del grupo “a. Edificios”, es decir, el capítulo que determinará los parámetros para su diseño sismo resistente será el capítulo 12.

2.1.1.3 Definiciones

Se ha tomado de la norma ASCE 7-10, capítulo 11, las que se han considerado como las definiciones más importantes para el desarrollo de esta disertación, entre las cuales se tiene:

Base

El nivel al cual los movimientos de tierra horizontales sísmicos son considerados como impartidos a la estructura.

Cortante basal

La fuerza lateral total de diseño o la fuerza de corte en la base de la estructura.

Edificio

Cualquier estructura en cuya utilización se prevea incluir refugio de los ocupantes humanos.

Hormigón simple

Aquel hormigón que no posee refuerzo o que contiene menor refuerzo que el mínimo especificado en ACI 318 para hormigón armado.

Hormigón armado

Aquel hormigón con no menos refuerzo que el mínimo especificado por ACI 318, pre esforzado o no pre esforzado, y diseñado asumiendo que los dos materiales actúan juntos en fuerzas resistentes.

Sismo de diseño

Aquel sismo que causa dos tercios (2/3) de los efectos del Máximo Sismo Considerado (MCE – Maximum Considered Earthquake).

Diafragma

Techo, piso u otra membrana o sistema de arriostramiento que actúa para transmitir las fuerzas laterales a los elementos verticales resistentes.

Categoría de diseño sismo resistente

La clasificación asignada a una estructura basada en su Categoría de Riesgo y en la severidad del Sismo de Diseño del sitio definido en la sección 11.4 del ASCE 7-10.

Sistema sismo resistente

Aquella parte del sistema estructural que ha sido considerada en el diseño para proveer la resistencia requerida para soportar las fuerzas sísmicas.

Fuerzas sísmicas

Son las fuerzas relacionadas con la respuesta de la estructura a movimientos sísmicos, que serán usadas en el diseño de la misma y sus componentes.

Deriva de piso

La deflexión horizontal en el nivel superior del piso en relación con el nivel inferior del piso, como se determina en la sección 12.8.6 del ASCE 7-10.

Porcentaje de deriva de piso

La deriva de piso, dividida para la altura del piso h_{sx} .

Corte de piso

La sumatoria de las fuerzas laterales sísmicas de los niveles sobre el piso en consideración.

Altura estructural

La distancia vertical medida desde la base hasta el nivel más alto del sistema sismo resistente de la estructura. Para cubiertas inclinadas o con pendiente, esta altura es medida desde la base hasta la altura media de la cubierta.

2.1.1.4 Coeficientes del movimiento sísmico

La norma ASCE 7-10 nos propone ciertos parámetros para caracterizar la fuerza sísmica de diseño, a continuación se presenta la manera en que esta norma divide estos valores:

Parámetros de la aceleración de acuerdo a la ubicación del proyecto

Los parámetros S_s y S_l son determinados con las aceleraciones de respuesta espectral de 0.2 s y 1 s para los cuales la norma ASCE 7-10 nos presenta figuras aplicables únicamente para el territorio de Estados Unidos de Norte América. Para cualquier otro territorio (con riesgo sísmico) en el mundo, se deberá dirigir al sitio web del USGS (United States Geological Survey) para obtener los parámetros S_s y S_l . A continuación se presenta la información de este sitio web correspondiente a nuestro territorio, específicamente la ciudad de Quito:

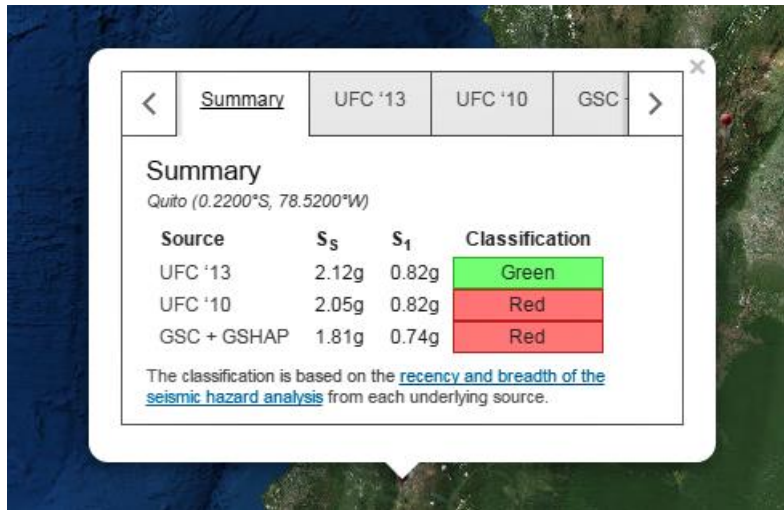


Figura 2-1 Valores para los coeficientes S_s y S_1 para realizar un diseño sismo resistente en la ciudad de Quito.

Fuente: (U.S. Geological Survey , 2014)

Clasificación por la zona del proyecto

Basado en las propiedades del suelo de la zona, ésta será clasificada como zona tipo A, B, C, D, E o F según se indique en el capítulo 20 de la norma ASCE 7-10, la cual señala que en aquellas zonas donde no se conozcan las propiedades del suelo con suficiente detalle como para determinar el tipo de zona se usará el tipo D, al menos que los datos geotécnicos determinen que existe suelos de zona tipo E o F.

Tabla 2-1 Clasificación de la zona por tipo de suelo

Clase del Sitio	\bar{v}_s	\bar{N} o \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u
A. Roca dura	> 5.000 ft/s	NA	NA
B. Roca	2.500 a 5.000 ft/s	NA	NA
C. Suelo muy denso y roca blanda	1.200 a 2.500 ft/s	>50	> 2.000 psf
D. Suelo rígido	600 a 1.200 ft/s	15 a 50	1.000 a 2.000 psf
E. Suelo de arcilla blanda	< 600 ft/s	< 15	< 1.000 psf
Cualquier estrato con más de 10 pies de suelo que posea las siguientes características:			
- Índice plástico IP > 20.			
- Contenido de humedad $w \geq 40\%$.			
- Resistencia al corte sin drenaje $\bar{s}_u < 500$ psf.			
F. Suelos que requieren análisis de respuesta del sitio de conformidad con la sección 21.1	Ver Sección 20.3.1		

Para el SI: 1 ft/s = 0.3048 m/s; 1 lb/ft² = 0.0479 kN/m².

Fuente: (ASCE , 2010, p. 204). Traducido por: Adrián Jarrín y Cristian Romo.

En el estudio de suelos entregado por el Laboratorio de Suelos de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador, se determinó que la capacidad admisible del suelo es de 20 T / m² a un nivel mínimo de -2.00 m del nivel natural del terreno, este valor se utilizó para diseñar la cimentación del Mercado de Guayllabamba. Se trata de un suelo tipo C (N > 50).

Coeficientes por la zona y parámetros de la aceleración de respuesta espectral enfocados en el riesgo del Máximo Sismo Considerado (MCE-Maximum Considered Earthquake)

El Máximo Sismo Considerado es aquel que tiene una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años con un periodo de retorno de 2475 años, el desempeño que debe tener la estructura para este tipo de sismo es la de prevención de colapso.

El parámetro de la aceleración de respuesta espectral del Máximo Sismo Considerado para periodo corto (S_{MS}) y para periodo de 1 segundo (S_{M1}), ajustado a los efectos del tipo de zona, serán determinados por las siguientes ecuaciones, respectivamente:

$$S_{MS} = F_a S_S \quad (11.4-1) \quad (\text{ASCE , 2010, p. 65})$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (11.4-2) \quad (\text{ASCE , 2010, p. 65})$$

Donde:

S_S y S_1 = Parámetros de la aceleración de acuerdo a la ubicación del proyecto, definidos anteriormente

F_a y F_v = Coeficientes definidos en las Tablas 2-2 y 2-3 obtenidas de la norma ASCE 7-10.

Tabla 2-2 Coeficiente de sitio, F_a

Parámetro de aceleración de respuesta espectral a periodo corto enfocado en el riesgo del Máximo Sismo Considerado (MCE-Maximum Considered Earthquake)					
Clase del Sitio	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.5$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.0$	$S_S \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	Ver sección 11.4.7				

Nota: Usar interpolación lineal para valores intermedios de S_S .

Fuente: (ASCE , 2010, p. 66). Traducido por: Adrián Jarrín y Cristian Romo.

Tabla 2-3 Coeficiente de sitio, F_v

Clase del Sitio	Parámetro de aceleración de respuesta espectral a periodo de 1 segundo enfocado en el riesgo del Máximo Sismo Considerado (MCE-Maximum Considered Earthquake)				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	Ver sección 11.4.7				

Nota: Usar interpolación lineal para valores intermedios de S_1 .

Fuente: (ASCE , 2010, p. 66). Traducido por: Adrián Jarrín y Cristian Romo.

Parámetros de la aceleración de respuesta espectral de diseño

El parámetro de la aceleración de respuesta espectral de diseño para periodo corto, S_{DS} , y para periodo de 1 segundo, S_{D1} , serán determinados por las siguientes ecuaciones, respectivamente:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (11.4-3) \quad (\text{ASCE , 2010, p. 65})$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (11.4-4) \quad (\text{ASCE , 2010, p. 65})$$

Espectro de respuesta de diseño

Cuando un espectro de respuesta de diseño es requerido por el estándar que propone la norma ASCE 7-10, y mientras no se use los procedimientos específicos para determinar movimientos sísmicos por zonas, la curva del espectro de respuesta de diseño será elaborada siguiendo la figura 2-2 y los pasos que se presentan a continuación:

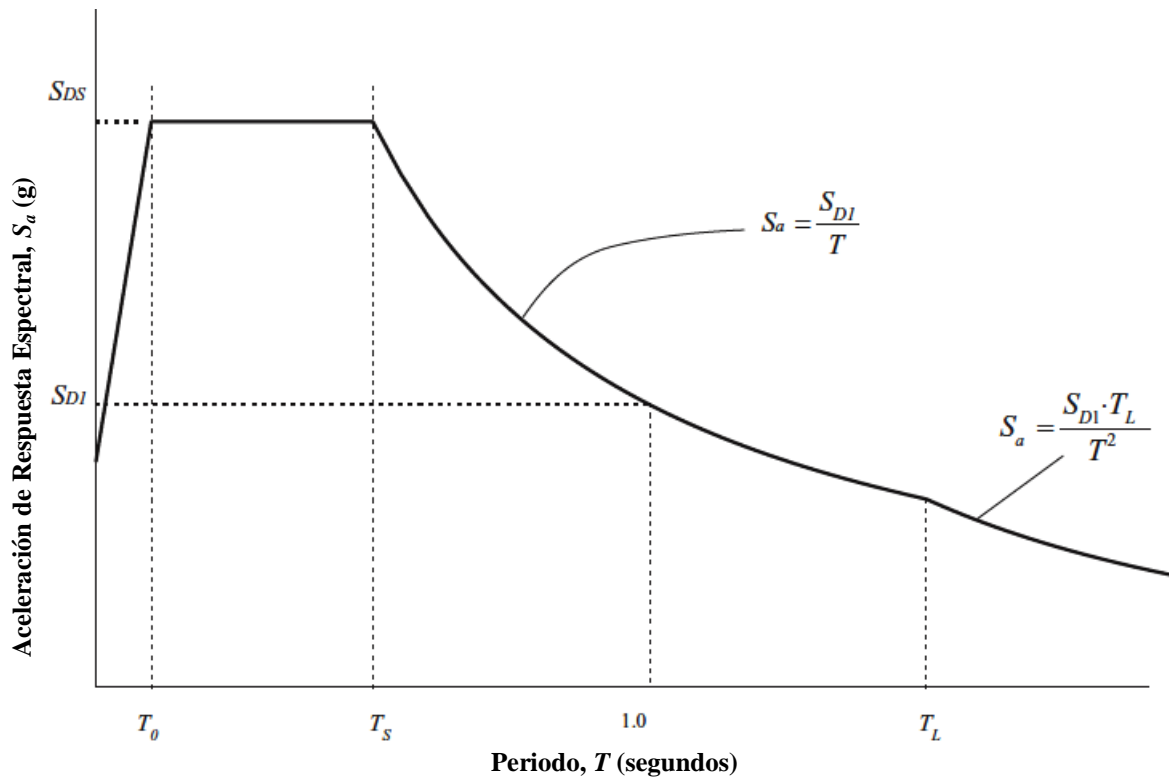


Figura 2-2 Espectro de respuesta de diseño
Fuente: (ASCE , 2010, p. 66)

1. Para periodos menores que T_0 , la aceleración de respuesta espectral de diseño, S_a , será tomada como indica la siguiente ecuación:

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (11.4-5) \quad (\text{ASCE , 2010, p. 66})$$

2. Para periodos mayores o iguales que T_0 y menores o iguales que T_S , la aceleración de respuesta espectral de diseño, S_a , será tomada igual que S_{DS} .

3. Para periodos mayores que T_S , y menores o iguales que T_L , la aceleración de respuesta espectral de diseño, S_a , será tomada como se indica en la siguiente ecuación:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (11.4-6) \quad (\text{ASCE , 2010, p. 66})$$

4. Para periodos mayores que T_L , S_a será tomada como se indica en la siguiente ecuación:

$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \quad (11.4-7) \quad (\text{ASCE , 2010, p. 66})$$

Donde:

S_{DS} = El parámetro de la aceleración de respuesta espectral de diseño para periodo corto.

S_{D1} = El parámetro de la aceleración de respuesta espectral de diseño para periodo de 1 segundo.

T = El periodo fundamental de la estructura (medido en segundos)

T_0 = $0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$ (ASCE , 2010, p. 67)

T_S = $\frac{S_{D1}}{S_{DS}}$ (ASCE , 2010, p. 67)

T_L = El periodo de transición a largo plazo medido en segundos.

Espectro de respuesta enfocado en el riesgo del Máximo Sismo Considerado (MCE)

Cuando un espectro de respuesta del Máximo Sismo Considerado es requerido, éste se determinará multiplicando el espectro de respuesta por 1.5

2.1.1.5 Categoría de riesgo y Factor de importancia

Categoría de riesgo

La categoría de riesgo de cada estructura depende de su uso y de la probabilidad de ocupación por seres humanos, se determinará con la siguiente tabla:

Tabla 2-4 Categoría de Riesgo para edificios y otras estructuras para cargas de inundaciones, viento, nieve, sismos y hielo

Uso u Ocupación de Edificios y Estructuras	Categoría de Riesgo
Edificios y otras estructuras que representan un bajo riesgo para vidas humanas en caso de falla.	I
Todos los edificios y otras estructuras excepto aquellos mencionados en las Categorías de Riesgo I, III y IV.	II
Edificios y otras estructuras, cuya falla puede plantear un substancial riesgo para vidas humanas.	III
Edificios y otras estructuras, no incluidas en la Categoría de Riesgo IV, con potencial a causar un substancial impacto económico y/o interrupción masiva de vidas de civiles en el día a día en caso de falla.	
Edificios y otras estructuras no incluidas en la Categoría de Riesgo IV (incluyendo, pero no limitado a, instalaciones que manufacturan, procesan, manejan, almacenan, usan o disponen de sustancias como combustibles peligrosos, químicos peligrosos, desechos peligrosos o explosivos) que contienen sustancias tóxicas o explosivas donde su cantidad exceda un límite establecido por la autoridad competente y es suficiente para representar una amenaza al público en caso de derramarse.	
Edificios y otras estructuras designados como instalaciones esenciales.	IV
Edificios y otras estructuras, cuya falla pueda representar un sustancial riesgo a la comunidad.	
Edificios y otras estructuras (incluyendo, pero no limitado a, instalaciones que manufacturan, procesan, manejan, almacenan, usan o disponen de sustancias como combustibles peligrosos, químicos peligrosos o desechos peligrosos) que contienen suficientes cantidades de sustancias altamente tóxicas donde la cantidad excede el límite establecido por la autoridad competente y es suficiente para representar una amenaza al público en caso de derramarse. ^a	
Edificios y otras estructuras necesarias para mantener la funcionalidad de otras estructuras que pertenezcan a la Categoría de Riesgo IV.	

^a Edificios y otras estructuras que contienen sustancias tóxicas, altamente tóxicas o explosivas podrán optar a la clasificación a una menor Categoría de Riesgo si se puede demostrar que cumplen con la aprobación de la autoridad competente como se describe en la Sección 1.5.2 que la liberación de las sustancias es proporcional al riesgo asociado con la Categoría de Riesgo.

Fuente: (ASCE , 2010, p. 2). Traducido por: Adrián Jarrín y Cristian Romo.

Factor de importancia

El factor de importancia, I_c , depende de la Categoría de Riesgo a la que pertenezca la estructura y al tipo de fenómenos naturales a los que esté expuesta debido a su ubicación.

Dicho valor será asignado a cada estructura conforme lo que indica la siguiente tabla:

Tabla 2-5 Factor de Importancia por Categoría de Riesgo de Edificios y Otras Estructuras para cargas de nieve, cargas de hielo y cargas sísmicas^a

Categoría de Riesgo de Tabla 2-4	Factor de Importancia de Nieve, I_s	Factor de Importancia de Hielo – Espesor, I_i	Factor de Importancia de Hielo – Viento, I_w	Factor de Importancia de Sismo, I_e
I	0.80	0.80	1.00	1.00
II	1.00	1.00	1.00	1.00
III	1.10	1.25	1.00	1.25
IV	1.20	1.25	1.00	1.50

^a El factor de importancia, I_p , aplicable a cargas sísmicas, no está incluido en esta tabla porque es dependiente de la importancia del componente individual más que de la estructura en su conjunto, o su ocupación. Para este factor referirse a la Sección 13.1.3.

Fuente: (ASCE , 2010, p. 5). Traducido por: Adrián Jarrín y Cristian Romo.

2.1.1.6 Categoría de Diseño Sismo Resistente

La norma ASCE 7-10 asigna categorías para diseño sismo resistente:

- A las estructuras con categorías de riesgo I, II y III, localizadas en zonas donde el parámetro de aceleración de respuesta espectral a 1 segundo, S_I , es mayor o igual a 0.75, se les será asignada la categoría de diseño sismo resistente E.
- Las estructuras con categoría de riesgo IV, localizadas en zonas donde el parámetro de aceleración de respuesta espectral a 1 segundo, S_I , es mayor o igual a 0.75, les será asignada la categoría de diseño sismo resistente F.
- Todas las demás estructuras serán asignadas a la categoría de diseño sismo resistente basada en su categoría de riesgo y los parámetros de aceleración de respuesta espectral, S_{DS} y S_{DI} definidos anteriormente.

Se elegirá la categoría de diseño sismo resistente más severa en concordancia con las tablas 2-6 y tabla 2-7, independiente del periodo fundamental de vibración de la estructura:

Tabla 2-6 Categoría de Diseño Sísmico Basado en el Parámetro de Aceleración de Respuesta del Periodo Corto

Valor de S_{DS}	Categoría de Riesgo	
	I o II o III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D

Fuente: (ASCE , 2010, p. 67). Traducido por: Adrián Jarrín y Cristian Romo.

Tabla 2-7 Categoría de Diseño Sísmico basado en el Parámetro de Aceleración de Respuesta del Periodo de 1 segundo

Valor de S_{DI}	Categoría de Riesgo	
	I o II o III	IV
$S_{DI} < 0.067$	A	A
$0.067 \leq S_{DI} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{DI} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{DI}$	D	D

Fuente: (ASCE , 2010, p. 67). Traducido por: Adrián Jarrín y Cristian Romo.

2.1.1.7 Riesgo geológico e investigación geotécnica

Limitaciones para el diseño sismo resistente para categorías E y F de acuerdo a la zona del proyecto

Una estructura asignada a la categoría de diseño sismo resistente E o F no podrá localizarse en zonas donde haya conocimiento de una potencial falla activa que pueda causar la ruptura del suelo de la superficie de la estructura.

Requerimientos de una investigación geotécnica para categorías de diseño sismo resistente C a F

Se deberá proveer de una investigación geotécnica para estructuras asignadas a categoría de diseño sismo resistente C, D, E o F. Se deberá elaborar un informe de la investigación geotécnica realizada, y éste deberá incluir una evaluación de los siguientes posibles riesgos geológicos y sísmicos:

- a. Inestabilidad de laderas
- b. Licuefacción
- c. Asentamientos totales y diferenciales
- d. Desplazamientos de la superficie debido a fallas o propagación lateral debida a sismos

Este informe deberá contener recomendaciones para diseños de cimentación y las medidas para mitigar los efectos señalados.

2.1.2 CAPÍTULO 12: REQUISITOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA ESTRUCTURAS

2.1.2.1 Bases del diseño estructural

Este capítulo abarca los procedimientos de análisis y diseño sísmico de los elementos estructurales. Las estructuras deben ser diseñadas para resistir y disipar energía de manera adecuada cuando se presente un movimiento de la corteza terrestre, con deformaciones dentro de los límites permisibles. Estas estructuras deben ser diseñadas a través de un modelo matemático, el cual incluya las fuerzas producidas por el sismo esperado.

Todos los miembros de la estructura y las conexiones presentes en la misma, incluso las que no forman parte del sistema resistente de fuerzas sísmicas, deben ser capaces de soportar las fuerzas de corte, axial y los momentos de conformidad con este capítulo, de igual manera todas las partes de la estructura deberán ser capaces de transmitir las fuerzas a aquellos elementos diseñados para soportarlas.

2.1.2.2 Selección del sistema estructural

El sistema estructural que resistirá las fuerzas sísmicas horizontales y verticales se ajustará con uno de los tipos que se presenta en la siguiente tabla o una combinación de estos permitidos en este capítulo.

El sistema estructural utilizado debe estar dentro de las limitaciones propias del sistema y de la altura de la estructura. Cada estructura resistente debe ser diseñada y detallada de acuerdo a los requisitos propios del sistema los cuales se indican en la siguiente tabla:

Tabla 2-8 Factores y Coeficientes de Diseño para Sistemas Resistentes a Fuerzas Sísmicas

Sistema Resistente a Fuerzas Sísmicas		Sección de la ASCE 7 donde se especifican los requisitos del detallamiento	Coeficiente de Modificación de Respuesta, R^a	Factor de sobre-resistencia, Ω_0^g	Factor de Amplificación de Deflexiones, C_d^b	Limitaciones del Sistema Estructural, incluyendo la Altura Estructural, h_n (ft)				
						Límites ^c				
						Categoría de Diseño Sísmico				
						B	C	D ^d	E ^d	F ^e
A. SISTEMAS DE MUROS PORTANTES										
1.	Muros de corte especiales de hormigón armado ^{l,m}	14.2	5	2 ^{1/2}	5	NL	NL	160	160	100
2.	Muros de corte ordinarios de hormigón armado ^l	14.2	4	2 ^{1/2}	4	NL	NL	NP	NP	NP
3.	Muros de corte detallados de hormigón simple ^l	14.2	2	2 ^{1/2}	2	NL	NP	NP	NP	NP
4.	Muros de corte ordinarios de hormigón simple ^l	14.2	1 ^{1/2}	2 ^{1/2}	1 ^{1/2}	NL	NP	NP	NP	NP
5.	Muros de corte intermedios prefabricados ^l	14.2	4	2 ^{1/2}	4	NL	NL	40 ^k	40 ^k	40 ^k
6.	Muros de corte ordinarios prefabricados ^l	14.2	3	2 ^{1/2}	3	NL	NP	NP	NP	NP
7.	Muros de corte especiales de mampostería reforzada	14.4	5	2 ^{1/2}	3 ^{1/2}	NL	NL	160	160	100
8.	Muros de corte intermedios de mampostería reforzada	14.4	3 ^{1/2}	2 ^{1/2}	2 ^{1/4}	NL	NL	NP	NP	NP
9.	Muros de corte ordinarios de mampostería reforzada	14.4	2	2 ^{1/2}	1 ^{3/4}	NL	160	NP	NP	NP
10.	Muros de corte detallados de mampostería simple	14.4	2	2 ^{1/2}	1 ^{3/4}	NL	NP	NP	NP	NP
11.	Muros de corte ordinarios de mampostería simple	14.4	1 ^{1/2}	2 ^{1/2}	1 ^{1/4}	NL	NP	NP	NP	NP
12.	Muros de corte de mampostería presforzada	14.4	1 ^{1/2}	2 ^{1/2}	1 ^{3/4}	NL	NP	NP	NP	NP
13.	Muros de corte ordinarios de mampostería de hormigón armado aireado en autoclave	14.4	2	2 ^{1/2}	2	NL	35	NP	NP	NP
14.	Muros de corte ordinarios de mampostería de hormigón simple aireado en autoclave	14.4	1 ^{1/2}	2 ^{1/2}	1 ^{1/2}	NL	NP	NP	NP	NP
15.	Muros livianos (madera) cubiertos con paneles de madera estructural resistente a corte o láminas de acero	14.1 y 14.5	6 ^{1/2}	3	4	NL	NL	65	65	65
16.	Muros livianos (acero conformado en frío) cubiertos con paneles de madera estructural resistente a corte o láminas de acero	14.1	6 ^{1/2}	3	4	NL	NL	65	65	65
17.	Muros livianos con paneles resistentes a corte de cualquier otro material	14.1 y 14.5	2	2 ^{1/2}	2	NL	NL	35	NP	NP
18.	Sistemas de muros livianos (acero conformado en frío) usando arriostramiento con correas planas	14.1	4	2	3 ^{1/2}	NL	NL	65	65	65

Sistema Resistente a Fuerzas Sísmicas	Sección de la ASCE 7 donde se especifican los requisitos del detallamiento	Coeficiente de Modificación de Respuesta, R^a	Factor de sobre-resistencia, Ω_0^g	Factor de Amplificación de Deflexiones, C_d^b	Limitaciones del Sistema Estructural, incluyendo la Altura Estructural, h_n (ft)				
					Límites ^c				
					Categoría de Diseño Sísmico				
					B	C	D ^d	E ^d	F ^e
B. SISTEMAS DE PÓRTICOS PARA EDIFICACIONES									
1. Pórticos de acero arriostrados excéntricamente	14.1	8	2	4	NL	NL	160	160	100
2. Pórticos especiales de acero arriostrados concéntricamente	14.1	6	2	5	NL	NL	160	160	100
3. Pórticos ordinarios de acero arriostrados concéntricamente	14.1	3 ^{1/4}	2	3 ^{1/4}	NL	NL	35 ^j	35 ^j	NP ⁱ
4. Muros de corte especiales de hormigón armado ^{l,m}	14.2	6	2 ^{1/2}	5	NL	NL	160	160	100
5. Muros de corte ordinarios de hormigón armado ^l	14.2	5	2 ^{1/2}	4 ^{1/2}	NL	NL	NP	NP	NP
6. Muros de corte detallados de hormigón simple ^l	14.2 y 14.2.2.8	2	2 ^{1/2}	2	NL	NP	NP	NP	NP
7. Muros de corte ordinarios de hormigón simple ^l	14.2	1 ^{1/2}	2 ^{1/2}	1 ^{1/2}	NL	NP	NP	NP	NP
8. Muros de corte intermedios prefabricados ^l	14.2	5	2 ^{1/2}	4 ^{1/2}	NL	NL	40 ^k	40 ^k	40 ^k
9. Muros de corte ordinarios prefabricados ^l	14.2	4	2 ^{1/2}	4	NL	NP	NP	NP	NP
10. Pórticos compuestos de acero y hormigón arriostrados excéntricamente	14.3	8	2 ^{1/2}	4	NL	NL	160	160	100
11. Pórticos especiales compuestos de acero y hormigón arriostrados concéntricamente	14.3	5	2	4 ^{1/2}	NL	NL	160	160	160
12. Pórticos ordinarios compuestos de acero y hormigón arriostrados	14.3	3	2	3	NL	NL	NP	NP	NP
13. Muros de corte tipo placa compuestos de acero y hormigón	14.3	6 ^{1/2}	2 ^{1/2}	5 ^{1/2}	NL	NL	160	160	160
14. Muros de corte especiales compuestos de acero y hormigón	14.3	6	2 ^{1/2}	5	NL	NL	160	160	100
15. Muro de corte ordinarios compuestos de acero y hormigón	14.3	5	2 ^{1/2}	4 ^{1/2}	NL	NL	NP	NP	NP
16. Muros de corte especiales de mampostería reforzada	14.4	5 ^{1/2}	2 ^{1/2}	4	NL	NL	160	160	100
17. Muros de corte intermedios de mampostería reforzada	14.4	4	2 ^{1/2}	4	NL	NL	NP	NP	NP
18. Muros de corte ordinarios de mampostería reforzada	14.4	2	2 ^{1/2}	2	NL	160	NP	NP	NP
19. Muros de corte detallados de mampostería simple	14.4	2	2 ^{1/2}	2	NL	NP	NP	NP	NP
20. Muros de corte ordinarios de mampostería simple	14.4	1 ^{1/2}	2 ^{1/2}	1 ^{1/4}	NL	NP	NP	NP	NP
21. Muros de corte de mampostería presforzada	14.4	1 ^{1/2}	2 ^{1/2}	3 ^{3/4}	NL	NP	NP	NP	NP
22. Muros livianos (madera) cubiertos con paneles de madera estructural resistente a corte	14.5	7	2 ^{1/2}	4 ^{1/2}	NL	NL	65	65	65

Sistema Resistente a Fuerzas Sísmicas		Sección de la ASCE 7 donde se especifican los requisitos del detallamiento	Coeficiente de Modificación de Respuesta, R^a	Factor de sobre-resistencia, Ω_0^g	Factor de Amplificación de Deflexiones, C_d^b	Limitaciones del Sistema Estructural, incluyendo la Altura Estructural, h_n (ft)				
						Límites ^c				
						Categoría de Diseño Sísmico				
						B	C	D ^d	E ^d	F ^e
23.	Muros livianos (acero conformado en frío) cubiertos con paneles de madera estructural resistente a corte o láminas de acero	14.1	7	2 ^{1/2}	4 ^{1/2}	NL	NL	65	65	65
24.	Muros livianos con paneles resistentes a corte de cualquier otro material	14.1 y 14.5	2 ^{1/2}	2 ^{1/2}	2 ^{1/2}	NL	NL	35	NP	NP
25.	Pórticos arriostrados de acero que restringen el pandeo	14.1	8	2 ^{1/2}	5	NL	NL	160	160	100
26.	Muros de corte tipo placa especiales de acero	14.1	7	2	6	NL	NL	160	160	100
C. SISTEMAS DE PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO										
1.	Pórticos a momento especiales de acero	14.1 y 12.2.5.5	8	3	5 ^{1/2}	NL	NL	NL	NL	NL
2.	Pórticos a momento especiales de acero tipo celosía	14.1	7	3	5 ^{1/2}	NL	NL	160	100	NP
3.	Pórticos a momento intermedios de acero	12.2.5.7 y 14.1	4 ^{1/2}	3	4	NL	NL	35 ^h	NP ^h	NP ^h
4.	Pórticos a momento ordinarios de acero	12.2.5.6 y 14.1	3 ^{1/2}	3	3	NL	NL	NP ⁱ	NP ⁱ	NP ⁱ
5.	Pórticos a momento especiales de hormigón armado ⁿ	12.2.5.5 y 14.2	8	3	5 ^{1/2}	NL	NL	NL	NL	NL
6.	Pórticos a momento intermedios de hormigón armado	14.2	5	3	4 ^{1/2}	NL	NL	NP	NP	NP
7.	Pórticos a momento ordinarios de hormigón armado	14.2	3	3	2 ^{1/2}	NL	NP	NP	NP	NP
8.	Pórticos a momento especiales compuestos de acero y hormigón	12.2.5.5 y 14.3	8	3	5 ^{1/2}	NL	NL	NL	NL	NL
9.	Pórticos a momento intermedios compuestos de acero y hormigón	14.3	5	3	4 ^{1/2}	NL	NL	NP	NP	NP
10.	Pórticos a momento parcialmente restringidos compuestos de acero y hormigón	14.3	6	3	5 ^{1/2}	160	160	100	NP	NP
11.	Pórticos a momento ordinarios compuestos de acero y hormigón	14.3	3	3	2 ^{1/2}	NL	NP	NP	NP	NP
12.	Pórticos a momento especiales atornillados de acero conformado en frío ^p	14.1	3 ^{1/2}	3 ^o	3 ^{1/2}	35	35	35	35	35
D. SISTEMAS DUALES CON PÓRTICOS A MOMENTO ESPECIALES CAPACES DE RESISTIR AL MENOS EL 25% DE LAS FUERZAS SÍSMICAS PRESCRITAS										
1.	Pórticos de acero arriostrados excéntricamente	14.1	8	2 ^{1/2}	4	NL	NL	NL	NL	NL
2.	Pórticos especiales de acero arriostrados concéntricamente	14.1	7	2 ^{1/2}	5 ^{1/2}	NL	NL	NL	NL	NL

Sistema Resistente a Fuerzas Sísmicas		Sección de la ASCE 7 donde se especifican los requisitos del detallamiento	Coeficiente de Modificación de Respuesta, R^a	Factor de sobre-resistencia, Ω_0^g	Factor de Amplificación de Deflexiones, C_d^b	Limitaciones del Sistema Estructural, incluyendo la Altura Estructural, h_n (ft)				
						Límites c				
						Categoría de Diseño Sísmico				
						B	C	D ^d	E ^d	F ^e
3.	Muros de corte especiales de hormigón armado ^l	14.2	7	2 ^{1/2}	5 ^{1/2}	NL	NL	NL	NL	NL
4.	Muros de corte ordinarios de hormigón armado ^l	14.2	6	2 ^{1/2}	5	NL	NL	NP	NP	NP
5.	Pórticos compuestos de acero y hormigón arriostrados excéntricamente	14.3	8	2 ^{1/2}	4	NL	NL	NL	NL	NL
6.	Pórticos especiales compuestos de acero y hormigón arriostrados concéntricamente	14.3	6	2 ^{1/2}	5	NL	NL	NL	NL	NL
7.	Muros de corte tipo placa compuestos de acero y hormigón	14.3	7 ^{1/2}	2 ^{1/2}	6	NL	NL	NL	NL	NL
8.	Muros de corte especiales compuestos de acero y hormigón	14.3	7	2 ^{1/2}	6	NL	NL	NL	NL	NL
9.	Muros de corte ordinarios compuestos de acero y hormigón	14.3	6	2 ^{1/2}	5	NL	NL	NP	NP	NP
10.	Muros de corte especiales de mampostería reforzada	14.4	5 ^{1/2}	3	5	NL	NL	NL	NL	NL
11.	Muros de corte intermedios de mampostería reforzada	14.4	4	3	3 ^{1/2}	NL	NL	NP	NP	NP
12.	Pórticos arriostrados de acero que restringen el pandeo	14.1	8	2 ^{1/2}	5	NL	NL	NL	NL	NL
13.	Muros de corte tipo placa especiales de acero	14.1	8	2 ^{1/2}	6 ^{1/2}	NL	NL	NL	NL	NL
E.	SISTEMAS DUALES CON PÓRTICOS A MOMENTO INTERMEDIOS CAPACES DE RESISTIR AL MENOS EL 25% DE LAS FUERZAS SÍSMICAS PRESCRITAS	12.2.5.1								
1.	Pórticos especiales de acero arriostrados concéntricamente ^f	14.1	6	2 ^{1/2}	5	NL	NL	35	NP	NP
2.	Muros de corte especiales de hormigón armado ^l	14.2	6 ^{1/2}	2 ^{1/2}	5	NL	NL	160	100	100
3.	Muros de corte ordinarios de mampostería reforzada	14.4	3	3	2 ^{1/2}	NL	160	NP	NP	NP
4.	Muros de corte intermedios de mampostería reforzada	14.4	3 ^{1/2}	3	3	NL	NL	NP	NP	NP
5.	Pórticos especiales compuestos de acero y hormigón arriostrados concéntricamente	14.3	5 ^{1/2}	2 ^{1/2}	4 ^{1/2}	NL	NL	160	100	NP
6.	Pórticos ordinarios compuestos de acero y hormigón arriostrados	14.3	3 ^{1/2}	2 ^{1/2}	3	NL	NL	NP	NP	NP
7.	Muros de corte ordinarios compuestos de acero y hormigón	14.3	5	3	4 ^{1/2}	NL	NL	NP	NP	NP
8.	Muros de corte ordinarios de hormigón armado ^l	14.2	5 ^{1/2}	2 ^{1/2}	4 ^{1/2}	NL	NL	NP	NP	NP

Sistema Resistente a Fuerzas Sísmicas	Sección de la ASCE 7 donde se especifican los requisitos del detallamiento	Coeficiente de Modificación de Respuesta, R^a	Factor de sobre-resistencia, Ω_0^g	Factor de Amplificación de Deflexiones, C_d^b	Limitaciones del Sistema Estructural, incluyendo la Altura Estructural, h_n (ft)				
					Límites ^c				
					Categoría de Diseño Sísmico				
					B	C	D ^d	E ^d	F ^e
F. SISTEMAS INTERACTIVOS DE PÓRTICOS Y MUROS DE CORTE CON PÓRTICOS A MOMENTO ORDINARIOS DE HORMIGÓN ARMADO Y MUROS DE CORTE ORDINARIOS DE HORMIGÓN ARMADO^f	12.2.5.8 y 14.2	4 ^{1/2}	2 ^{1/2}	4	NL	NP	NP	NP	NP
G. SISTEMAS DE COLUMNA EN VOLADIZO DETALLADOS QUE SE AJUSTEN A LOS REQUISITOS PARA:	12.2.5.2								
1. Sistemas especiales de columna en voladizo de acero	14.1	2 ^{1/2}	1 ^{1/4}	2 ^{1/2}	35	35	35	35	35
2. Sistemas ordinarios de columna en voladizo de acero	14.1	1 ^{1/4}	1 ^{1/4}	1 ^{1/4}	35	35	NP ⁱ	NP ⁱ	NP ⁱ
3. Pórticos a momento especiales de hormigón armado ^h	12.2.5.5 y 14.2	2 ^{1/2}	1 ^{1/4}	2 ^{1/2}	35	35	35	35	35
4. Pórticos a momento intermedios de hormigón armado	14.2	1 ^{1/2}	1 ^{1/4}	1 ^{1/2}	35	35	NP	NP	NP
5. Pórticos a momento ordinarios de hormigón armado	14.2	1	1 ^{1/4}	1	35	NP	NP	NP	NP
6. Pórticos de madera	14.5	1 ^{1/2}	1 ^{1/2}	1 ^{1/2}	35	35	35	NP	NP
H. SISTEMAS DE ACERO NO DETALLADOS ESPECÍFICAMENTE PARA RESISTENCIA SÍSMICA, EXCLUYENDO LOS SISTEMAS DE COLUMNA EN VOLADIZO	14.1	3	3	3	NL	NL	NP	NP	NP

^a Coeficiente de modificación de respuesta, R , usado a lo largo de la norma. Notar que R reduce las fuerzas a un nivel de fuerza, no a un nivel admisible de esfuerzos.

^b Factor de amplificación de deflexiones, C_d , para el usar en las Secciones 12.8.6, 12.8.7 y 12.9.2.

^c NL = Sin Límite (del inglés Not Limited) y NP = No Permitido. Para unidades métricas usar 30.5 m = 100 ft y 48.8 m = 160 ft.

^d Ver Sección 12.2.5.4 para una descripción de los sistemas resistentes a fuerzas sísmicas limitados a edificios con altura estructural, h_n , de 240 ft (73.2 m) o menos.

^e Ver Sección 12.2.5.4 para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas limitados a edificios con altura estructural, h_n , de 160 ft (48.8 m) o menos.

^f Pórticos a momento ordinarios son permitidos a ser usados en lugar de pórticos a momento intermedios para Categorías de Diseño Sísmico B o C.

^g Donde el valor tabulado del factor de sobre resistencia, Ω_0 , es mayor o igual a 2^{1/2}, a Ω_0 se le permite reducir su valor restando 1/2 para estructuras con diafragmas flexibles.

^h Ver Sección 12.2.5.7 para las limitaciones en estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico D, E o F.

ⁱ Ver Sección 12.2.5.6 para las limitaciones en estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico D, E o F.

^j Los pórticos ordinarios de acero arriostrados concéntricamente son permitidos en edificaciones de un solo piso con una altura estructural, h_n , de hasta 60 ft (18.3 m) donde la carga muerta del techo no exceda 20 psf (0.96 kN/m²) y en estructuras tipo ático.

^k Un incremento de la altura estructural, h_n , a 45 ft (13.7 m) es permitido para instalaciones de almacenamiento de un solo piso.

^l En la Sección 2.2 de ACI 318. Un muro de corte está definido como un muro estructural.

^m En la Sección 2.2 de ACI 318. La definición de "muro estructural especial" incluye la prefabricación y la construcción en sitio.

ⁿ En la Sección 2.2 de ACI 318. La definición de "pórtico a momento especial" incluye la prefabricación y la construcción en sitio.

^o Alternativamente, el efecto de la carga sísmica con sobre resistencia, E_{mh} , es permitido a basarse en la fuerza esperada determinada de acuerdo con AISI S110.

^p Los pórticos a momento especiales atornillados de acero conformado en frío serán limitados a un piso de altura de acuerdo con AISI S110.

Fuente: (ASCE , 2010, pp. 73-77). Traducido por: Adrián Jarrín y Cristian Romo.

2.1.2.3 Irregularidades y redundancia en estructuras

A lo largo de los años, y gracias a las experiencias aprendidas ante eventos sísmicos, se ha logrado demostrar que las estructuras concebidas con formas regulares, continuas y uniformes tanto en planta como en elevación, han logrado disipar de manera más eficiente y segura las fuerzas inerciales provenientes de los sismos.

Tipos de Irregularidades

En la norma ASCE 7-10 se mencionan los diferentes tipos de irregularidades en planta, además de esto, se hace referencia a las secciones que obligatoriamente se deben cumplir para la categoría de diseño sísmico que se esté manejando:

Tabla 2-9 Tipos de Irregularidades Horizontales o en Planta

Tipo	Descripción	Sección de Referencia	Aplicación a la Categoría de Diseño Sísmico
1a.	Irregularidad Torsional: La irregularidad torsional se define como existente donde la máxima deriva de piso, calculada incluyendo torsión accidental con $A_x = 1.0$, en un extremo de la estructura transversal a un eje es superior a 1.2 veces el promedio de las derivas de piso en los dos extremos de la estructura. Los requisitos de la irregularidad torsional en las secciones de referencia se aplican solamente a las estructuras en las que los diafragmas son rígidos o semirrígidos.	12.3.3.4 12.7.3 12.8.4.3 12.12.1 Tabla 12.6-1 Sección 16.2.2	D, E y F B, C, D, E y F C, D, E y F C, D, E y F D, E y F B, C, D, E y F
1b.	Irregularidad Extrema Torsional: La irregularidad torsional extrema se define como existente donde la máxima deriva de piso, calculada incluyendo torsión accidental con $A_x = 1.0$, en un extremo de la estructura transversal a un eje es superior a 1.4 veces el promedio de las derivas de piso en los dos extremos de la estructura. Los requisitos de la irregularidad torsional extrema en las secciones de referencia se aplican solamente a las estructuras en las que los diafragmas son rígidos o semirrígidos.	12.3.3.1 12.3.3.4 12.7.3 12.8.4.3 12.12.1 Tabla 12.6-1 Sección 16.2.2	E y F D B, C y D C y D C y D D B, C y D
2.	Irregularidad por Entrantes en las Esquinas: La irregularidad por entrantes en las esquinas se define como existente donde ambas proyecciones en planta de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores al 15 % de la dimensión de la planta en la dirección del entrante.	12.3.3.4 Tabla 12.6-1	D, E y F D, E y F
3.	Irregularidad por Discontinuidad de Diafragma: La irregularidad por discontinuidad de diafragma se define como existente donde hay un diafragma con una discontinuidad abrupta o variación de rigidez, incluyendo a aquel que tiene un área abierta mayor al 50 % del área bruta del diafragma, o un cambio en la rigidez efectiva del diafragma de más del 50 % de un piso al siguiente.	12.3.3.4 Tabla 12.6-1	D, E y F D, E y F
4.	Irregularidad por Desplazamientos Fuera del Plano: La irregularidad por desplazamientos fuera del plano se define como existente donde hay discontinuidad en una trayectoria del sistema resistente a fuerzas laterales, como es el caso de un desplazamiento fuera del plano de al menos uno de los elementos verticales.	12.3.3.3 12.3.3.4 12.7.3 Tabla 12.6-1 Sección 16.2.2	B, C, D, E y F D, E y F B, C, D, E y F D, E y F B, C, D, E y F
5.	Irregularidad de Sistema No Paralelo: La irregularidad de sistema no paralelo se define como existente donde los elementos verticales resistentes a fuerzas laterales no son paralelos a los principales ejes ortogonales del sistema resistente a fuerzas sísmicas.	12.5.3 12.7.3 Tabla 12.6-1 Sección 16.2.2	C, D, E y F B, C, D, E y F D, E y F B, C, D, E y F

Fuente: (ASCE , 2010, p. 82). Traducido por: Adrián Jarrín y Cristian Romo.

De la misma manera, se mencionan los diferentes tipos de irregularidades en elevación, además de esto, se hace referencia a las secciones que obligatoriamente se deben cumplir para la categoría de diseño sísmico que se esté manejando:

Tabla 2-10 Tipos de Irregularidades Verticales o en Elevación

Tipo	Descripción	Sección de Referencia	Aplicación a la Categoría de Diseño Sísmico
1a.	Irregularidad por Piso Débil: La irregularidad de piso débil se define como existente donde hay un piso en el cual la rigidez lateral es menor que el 70 % que la rigidez del piso superior o menor que el 80 % de la rigidez promedio de los tres pisos superiores.	Tabla 12.6-1	D, E y F
1b.	Irregularidad Extrema por Piso Débil: La irregularidad extrema por piso débil se define como existente donde hay un piso en el cual la rigidez lateral es menor que el 60 % que la rigidez del piso superior o menor que el 70 % de la rigidez promedio de los tres pisos superiores.	12.3.3.1 Tabla 12.6-1	E y F D, E y F
2.	Irregularidad por Peso (Masa): La irregularidad por peso (masa) se define como existente donde la masa efectiva de cualquier piso es mayor que el 150 % de la masa efectiva de un piso adyacente. Una cubierta o techo que es más liviana que el piso inferior no necesita ser considerada.	Tabla 12.6-1	D, E y F
3.	Irregularidad por Geometría Vertical (o en Elevación): La irregularidad por geometría vertical (o en elevación) se define como existente donde la dimensión horizontal del sistema resistente a fuerzas sísmicas en cualquier piso es mayor al 130 % de la de los pisos adyacentes.	Tabla 12.6-1	D, E y F
4.	Irregularidad por Discontinuidad en Plano de un Elemento Vertical Resistente a Fuerzas Laterales: Este tipo de irregularidad se define como existente donde hay un desplazamiento en el plano de un elemento vertical resistente a fuerzas sísmicas dando como resultado demandas adicionales en vigas de soporta, columnas o losas.	12.3.3.3 12.3.3.4 Tabla 12.6-1	B, C, D, E y F D, E y F D, E y F
5a.	Irregularidad por Discontinuidad en la Resistencia Lateral de un Piso: La irregularidad por discontinuidad en la resistencia lateral de un piso se define como existente donde la resistencia lateral de un piso es menor que el 80 % de la del piso superior. La resistencia lateral de un piso es la resistencia lateral total de todos los elementos resistentes a fuerzas sísmicas encargados de resistir el corte del piso para la dirección en consideración.	12.3.3.1 Tabla 12.6-1	E y F D, E y F
5b.	Irregularidad Extrema por Discontinuidad en la Resistencia Lateral de un Piso: La irregularidad extrema por discontinuidad en la resistencia lateral de un piso se define como existente donde la resistencia lateral de un piso es menor que el 65 % de la del piso superior. La resistencia lateral de un piso es la resistencia lateral total de todos los elementos resistentes a fuerzas sísmicas encargados de resistir el corte del piso para la dirección en consideración.	12.3.3.1 12.3.3.2 Tabla 12.6-1	D, E y F B y C D, E y F

Fuente: (ASCE , 2010, p. 83). Traducido por: Adrián Jarrín y Cristian Romo.

Redundancia de la estructura

La norma ASCE 7-10 menciona un factor de redundancia, ρ , el cual debe ser asignado a la fuerza sísmica de diseño en cada dirección de la estructura.

Para estructuras dentro de la categoría de diseño sísmico D hasta la F el factor ρ deberá ser 1.3 en el caso de no cumplir con lo enunciado en la tabla 2-11, si este no es el caso el factor ρ tomará el valor de 1:

Tabla 2-11 Requisitos para Cada Piso que Resista más del 35% del Cortante Basal

Elemento Resistente a Fuerzas Laterales	Requerimiento
Pórticos Arriostrados	La pérdida de una riostra, o conexión a la misma, no resultará en una reducción mayor al 33 % de la resistencia del piso, ni tampoco el sistema resultante tendrá irregularidad extrema torsional (irregularidad horizontal Tipo 1b).
Pórticos a Momento	La pérdida de la resistencia a momento de las conexiones viga-columna de ambos extremos de una sola viga no resultará en una reducción mayor al 33 % de la resistencia del piso, ni tampoco el sistema resultante tendrá irregularidad extrema torsional (irregularidad horizontal Tipo 1b).
Muros de corte o pilares de muros con una relación altura-longitud mayor a 1.0	La pérdida de un muro de corte o un pilar de muro con una relación altura-longitud mayor a 1.0 dentro de cualquier piso, o conexiones a los mismos, no resultará en una reducción mayor al 33 % de la resistencia del piso, ni tampoco el sistema resultante tendrá irregularidad extrema torsional (irregularidad horizontal Tipo 1b). Las relaciones altura-longitud de los muros de corte y los pilares de muros se determinarán como se muestran en la Figura 12.3-2.
Columnas en voladizo	La pérdida de la resistencia a momento a las conexiones base de una sola columna en voladizo no resultará en una reducción mayor al 33 % de la resistencia del piso, ni tampoco el sistema resultante tendrá irregularidad extrema torsional (irregularidad horizontal Tipo 1b).
Otros	Sin requisitos.

Fuente: (ASCE , 2010, p. 84). Traducido por: Adrián Jarrín y Cristian Romo.

2.1.2.4 Selección del proceso de análisis

De acuerdo a las características de la estructura y la categoría de diseño, se deberá seleccionar el tipo de análisis permitido. Los tipos de análisis que este capítulo menciona son: análisis de la fuerza lateral equivalente, análisis modal espectral y análisis de respuesta en el tiempo. La tabla 2-12 indica cuales son los procesos de análisis permitidos según las características de la estructura:

Tabla 2-12 Procesos de Análisis Permitidos

Categoría de Diseño Sísmico	Características Estructurales	Análisis de la Fuerza Lateral Equivalente Sección 12.8 ^a	Análisis del Espectro de Respuesta Modal Sección 12.9 ^a	Procedimientos de Historia de Respuesta Sísmica Capítulo 16 ^a
B, C	Todas las estructuras	P	P	P
D, E, F	Edificios con Categorías de Riesgo I o II que no excedan 2 pisos sobre la base	P	P	P
	Estructuras de pórticos livianos	P	P	P
	Estructuras sin irregularidades estructurales y sin exceder los 160 ft de altura estructural	P	P	P
	Estructuras que exceden los 160 ft de altura estructural sin irregularidades estructurales y con $T < 3.5T_s$	P	P	P
	Estructuras sin exceder los 160 ft de altura estructural y que tienen solamente irregularidad horizontal Tipo 2, 3, 4 o 5 de la Tabla 12.3-1 o irregularidad horizontal Tipo 4, 5a o 5b en la Tabla 12.3-2	P	P	P
	Todas las demás estructuras	NP	NP	NP

^a P: Permitido; NP: No Permitido; $T_s = S_{D1}/S_{DS}$.

Fuente: (ASCE , 2010, p. 88). Traducido por: Adrián Jarrín y Cristian Romo.

2.1.2.5 Fuerza lateral equivalente

Para el cálculo del corte basal según la norma ASCE 7-10 se presentan las siguientes ecuaciones:

$$V = C_S * W \quad (12.8-1) \quad (\text{ASCE , 2010, p. 89})$$

$$C_S = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I_e}} \quad (12.8-2) \quad (\text{ASCE , 2010, p. 89})$$

El valor de C_S no necesita exceder lo siguiente:

$$C_S = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad \text{Para } T \leq T_L \quad (12.8-3) \quad (\text{ASCE , 2010, p. 89})$$

$$C_S = \frac{S_{D1}}{T^2 \left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad \text{Para } T > T_L \quad (12.8-4) \quad (\text{ASCE , 2010, p. 89})$$

Pero a su vez, C_s no deberá ser menor que:

$$C_s = 0.044S_{DS}I_e \geq 0.001 \quad (12.8-5) \quad (\text{ASCE , 2010, p. 90})$$

Para las estructuras cuyo S_I es igual o mayor que 0.6g, C_s no será menor que:

$$C_s = \frac{0.5S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (12.8-6) \quad (\text{ASCE , 2010, p. 90})$$

El periodo fundamental no deberá exceder el producto del coeficiente del límite superior del periodo calculado C_u por el periodo fundamental aproximado:

$$T \leq C_u * T_a$$

Como alternativa a la realización de un análisis para determinar el periodo fundamental, T , se permite utilizar el periodo aproximado de la estructura, T_a , calculándolo con la ecuación 12.8-7 directamente.

A su vez, el periodo fundamental aproximado de la estructura, en segundos, se calcula como:

$$T_a = C_t * h_n^x \quad (12.8-7) \quad (\text{ASCE , 2010, p. 90})$$

Donde:

C_s = Coeficiente Sísmico de respuesta espectral.

W = Peso reactivo.

S_{DS} = Parámetro de aceleración de respuesta espectral para diseño en el periodo corto.

R = Coeficiente de modificación de respuesta.

I_e = Factor de Importancia.

S_{DI} = Parámetro de aceleración de respuesta espectral para diseño en el periodo de 1 segundo.

- T = Periodo fundamental de la estructura.
- T_L = Periodo largo de transición.
- S_I = Parámetro de aceleración de respuesta espectral máxima asignada al sitio para periodo de 1 segundo.
- S_S = Parámetro de aceleración de respuesta espectral máxima asignada al sitio para periodo de 0.2 segundos.
- T_a = Periodo fundamental aproximado.
- h_n = Altura estructural.

Tabla 2-13 Coeficiente para el Límite superior en el Periodo calculado

Parámetro de Aceleración de Respuesta Espectral de Diseño a 1 s, S_{DI}	Coeficiente C_u
≥ 0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.1	1.7

Fuente: (ASCE , 2010, p. 90). Traducido por: Adrián Jarrín y Cristian Romo.

Tabla 2-14 Valores de Parámetros C_t y x para Periodo Aproximado

Tipo de Estructura	C_t	x
Sistemas de pórticos resistentes a momento en los cuales los pórticos resisten el 100 % de la fuerza sísmica requerida y que no están adjuntos o unidos por componentes que son más rígidos y evitarán que los pórticos se desvíen en los lugares sujetos a fuerzas sísmicas:		
Pórticos de acero resistentes a momento	0.028 (0.0724) ^a	0.8
Pórticos de hormigón resistentes a momento	0.016 (0.0466) ^a	0.9
Pórticos de acero arriostrados excéntricamente de acuerdo a la Tabla 12.2-1 líneas B1 o D1	0.03 (0.0731) ^a	0.75
Pórticos de acero arriostrados resistentes al pandeo	0.03 (0.0731) ^a	0.75
Todos los demás sistemas estructurales	0.02 (0.0488) ^a	0.75

^a Equivalentes métricos se muestran entre paréntesis.

Fuente: (ASCE , 2010, p. 90). Traducido por: Adrián Jarrín y Cristian Romo.

2.1.2.6 Determinación de las derivas de piso

El cálculo de la deriva de piso será la diferencia de las deflexiones de los centros de masa del piso superior con respecto al inferior, para esto la norma nos permite calcular las fuerzas de diseño sísmico con un periodo fundamental T , el cual no toma en cuenta el límite superior indicado por la misma ($C_u * T_a$).

La deflexión al nivel x (δ_x) usada para calcular la deriva de piso de diseño, Δ , será determinada con la siguiente ecuación:

$$\delta_x = \frac{C_d * \delta_{xe}}{I_e} \quad (12.8-15) \quad (\text{ASCE}, 2010, \text{p. } 92)$$

Donde:

C_d = Factor de amplificación de la deflexión obtenido de la tabla 2-8.

δ_x = Deflexión requerida en el nivel determinada por el análisis elástico.

I_e = Factor de importancia obtenido de la tabla 2-5.

Δ_x = Deriva de piso.

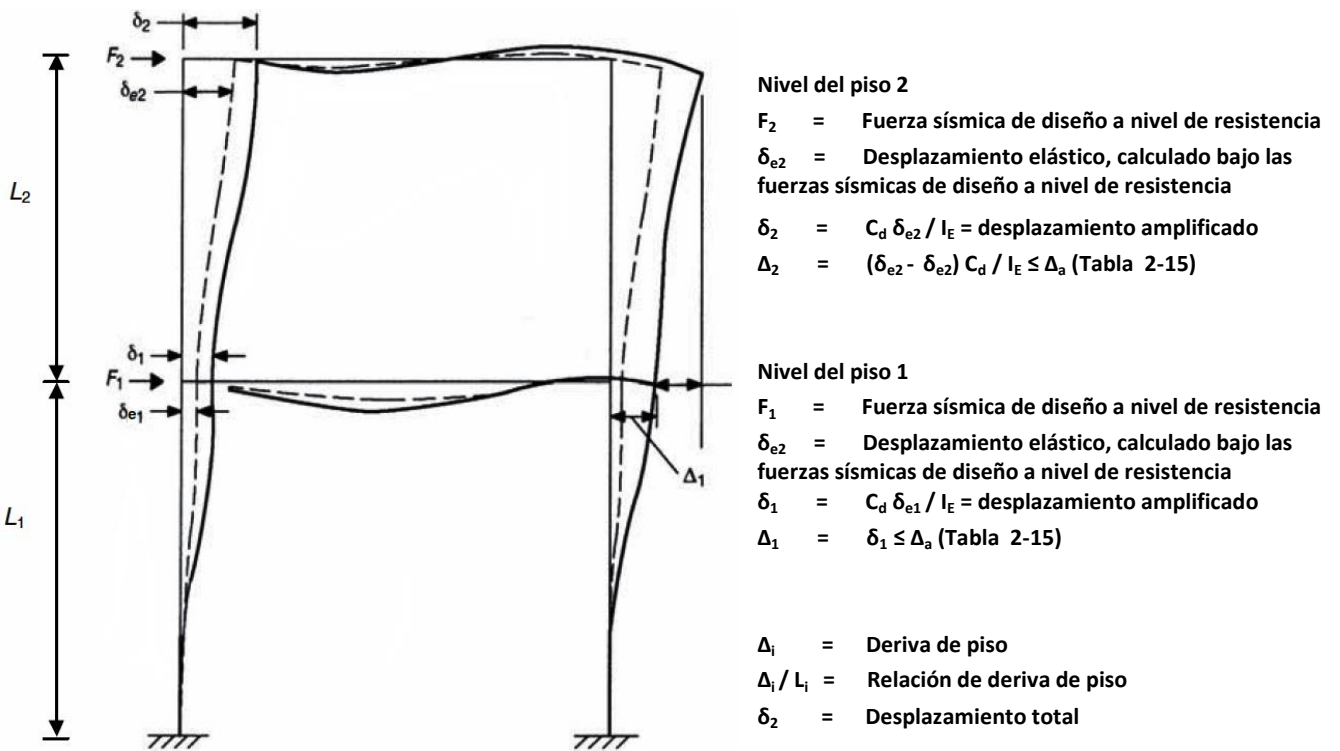


Figura 2-3 Determinación de la Deriva de Piso

Fuente: (ASCE , 2010, p. 93). Traducido por: Adrián Jarrín y Cristian Romo.

Tabla 2-15 Deriva de Piso Permitida, $\Delta_a^{a, b}$

Estructura	Categoría de Riesgo		
	I o II	III	IV
Estructuras, distintos de estructuras de muros de corte de mampostería, 4 pisos o menos sobre la base como se define en la Sección 11.2, con muros interiores, divisores, techos, y sistemas de muros exteriores que han sido diseñados para disminuir las derivas de piso	$0.025h_{sx}^c$	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$
Estructuras con muros de corte de mampostería en voladizo ^d	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$
Otras estructuras con muros de corte de mampostería	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$
Todas las demás estructuras	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$	$0.010h_{sx}$

^a h_{sx} es la altura del piso debajo del nivel x .

^b Para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas compuestos exclusivamente por pórticos a momento en las Categorías de Diseño Sísmico D, E y F, la deriva permisible del piso deberá cumplir con los requerimientos de la Sección 12.12.1.1.

^c No habrá límite de deriva para las estructuras de un solo piso con sistemas de muros interiores, divisores, techos y muros exteriores que han sido diseñados para disminuir las derivas de piso. El requisito de separación de la estructura de la Sección 12.12.3 no se suspende.

^d Las estructuras cuyo sistema estructural básico consiste en muros de corte de mampostería diseñados como elementos verticales en voladizo desde su base o base de apoyo que están construidos de manera que la transferencia de momento entre los muros de corte (acoplamiento) es despreciable.

Fuente: (ASCE , 2010, p. 97). Traducido por: Adrián Jarrín y Cristian Romo.

En caso de que estructura tenga una categoría de riesgo sísmico D, E, o F, la deriva admisible será dividida por el coeficiente de redundancia (ρ)

2.1.2.7 Separación en juntas de construcción

La junta de construcción deberá permitir el máximo desplazamiento inelástico que se calculará de la siguiente manera:

$$\delta_M = \frac{C_d * \delta_{max}}{I_e} \quad (12.12-1) \quad (\text{ASCE , 2010, p. 97})$$

Donde:

δ_{max} = Máximo desplazamiento elástico en el lugar crítico.

Las estructuras adyacentes deberán estar separadas al menos δ_{MT} , valor que se obtendrá de la siguiente manera:

$$\delta_{MT} = \sqrt{(\delta_{M1})^2 + (\delta_{M2})^2} \quad (12.12-2) \quad (\text{ASCE , 2010, p. 97})$$

Donde δ_{M1} y δ_{M2} son los máximos desplazamientos inelásticos de las estructuras en sus bordes adyacentes.

2.1.2.8 Análisis del espectro de respuesta Modal

La norma ASCE 7-10 dispone que el análisis debe incluir un número de modos suficiente para obtener una participación de la masa modal de al menos el 90% de la masa real en cada una de las direcciones.

Para el análisis la norma permite combinar los modos utilizando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS), la combinación cuadrática completa (CQC) o la combinación cuadrática completa modificada por el ASCE 4 (CQC-4).

Al realizar un análisis de respuesta modal el corte basal calculado debe ser al menos el 85% del corte basal calculado por el análisis estático, este limitante también aplica para las derivas de piso cuando aplica la fórmula 12.8-6.

2.2 NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN DEL 2011 (NEC-11)

2.2.1 CAPÍTULO 2: PELIGRO SÍSMICO Y REQUISITOS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE

“Este capítulo busca disminuir incertidumbres en cuanto a la definición de los términos que se refieren a los elementos que forman parte de las estructuras, a los parámetros de respuesta sísmica de las mismas e incluso a los términos de definición de la acción sísmica de diseño.”
(NEC Capítulo 2, 2011, pág. 5)

2.2.1.1 Definiciones

Al principio del capítulo se encuentra una serie de definiciones correspondientes al Diseño Sismo Resistente, entre las más importantes se tiene:

Cortante Basal de Diseño

Fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción, de acuerdo con las especificaciones de la presente norma.

Cortante de Piso

Sumatoria de las fuerzas laterales de todos los pisos superiores al nivel considerado.

Edificaciones Esenciales

Aquellas estructuras que deben permanecer operativas luego de un terremoto para atender emergencias.

Espectro de Respuesta para Diseño

Es un espectro de tipo elástico para una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5%, utilizado con fines de diseño para representar los efectos dinámicos del sismo de diseño. Este espectro de diseño puede representarse mediante un espectro de respuesta basado en las

condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociadas con el sitio de emplazamiento de la estructura, o bien puede ser un espectro construido según los requerimientos especificados en esta norma.

Fuerzas Sísmicas de Diseño

Fuerzas laterales que resultan de distribuir adecuadamente el cortante basal de diseño en toda la estructura, según las especificaciones de esta norma.

Pórtico Especial Sismo Resistente

Estructura formada por columnas y vigas descolgadas del sistema de piso, que resiste cargas verticales y de origen sísmico, en la cual tanto el pórtico como la conexión viga-columna son capaces de resistir tales fuerzas y está especialmente diseñado y detallado para presentar un comportamiento estructural dúctil.

Sismo de Diseño

Evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un periodo de retorno de 475 años, determinado bien a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura o a partir de un mapa de peligro sísmico, tal como el proporcionado por esta norma. Para caracterizar este evento, puede utilizarse un grupo de acelerogramas con propiedades dinámicas representativas de los ambientes tectónicos, geológicos y geotécnicos del sitio, conforme lo establece esta norma. Los efectos dinámicos del sismo de diseño pueden modelarse mediante un espectro de respuesta para diseño, como el proporcionado en esta norma.

2.2.1.2 Introducción al peligro sísmico

En la parte de Introducción al Peligro Sísmico se menciona que el Capítulo 2 de la NEC-11 debe constituirse en un documento de permanente actualización conforme se incrementen los conocimientos sismológicos del Ecuador, con un conocimiento actual del potencial sísmico del Ecuador y que ponga al alcance de los calculistas y diseñadores herramientas sencillas de cálculos basados en conceptos actuales de Ingeniería Sísmica.

La filosofía del diseño sismo resistente, expresada en pocas palabras, es la de buscar evitar la pérdida de vidas a través de impedir el colapso de las estructuras, con excepción de aquellas estructuras de ocupación especial y esencial que se considera deben ser funcionales después de un evento sísmico severo. Sin embargo, la teoría de este capítulo señala que las tendencias actuales no se dirigen sólo a la protección de vidas humanas, sino a un correcto y óptimo desempeño de la estructura ante un evento sísmico, por medio del cumplimiento de requisitos para el diseño sísmico severos pero que también deben ser eficientes y tener un respaldo técnico.

Las especificaciones que se presentan en el capítulo 2 de la NEC-11 deben ser tomadas como requisitos mínimos para el cálculo y diseño sísmico de una estructura, a medida que se avance en esta disertación se podrá ver las similitudes y diferencias que existen en ambas normas.

2.2.1.3 Objetivo

Citando la NEC-11: “El objetivo de este capítulo es establecer un conjunto de requisitos mínimos, para el diseño de estructuras de edificación que están sujetas a los efectos de terremotos que podrían presentarse en algún momento de su vida útil.” (NEC Capítulo 2, 2011, pág. 8)

2.2.1.4 Alcance

En tanto al alcance de este capítulo, se menciona que los parámetros descritos son de cumplimiento obligatorio a nivel nacional, por lo tanto, todos los profesionales, empresas e instituciones públicas y privadas tienen la obligación de cumplirlos.

2.2.1.5 Peligro sísmico del Ecuador y efectos sísmicos locales

Bases del diseño

Los requisitos que presenta la NEC-11 en este capítulo son determinados en función de la zona sísmica a la que pertenece la estructura, de las características del suelo del sitio donde se vaya a implantar la estructura, el tipo de uso, importancia de la estructura y también del tipo de sistema estructural que se vaya a utilizar. Las estructuras de uso normal deberán diseñarse

para resistir los desplazamientos laterales inducidos por el sismo de diseño, considerando la respuesta inelástica de la estructura y su grado de ductilidad que conjuntamente con un detallamiento adecuado le otorgarán una sobre resistencia estructural.

2.2.1.6 Zonas sísmicas y factor de zona Z

Mapa de zonificación sísmica para diseño

En la NEC-11 se señalan seis zonas sísmicas a lo largo del territorio ecuatoriano, caracterizadas por el valor Z el cual representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como zona de peligro sísmico alto:

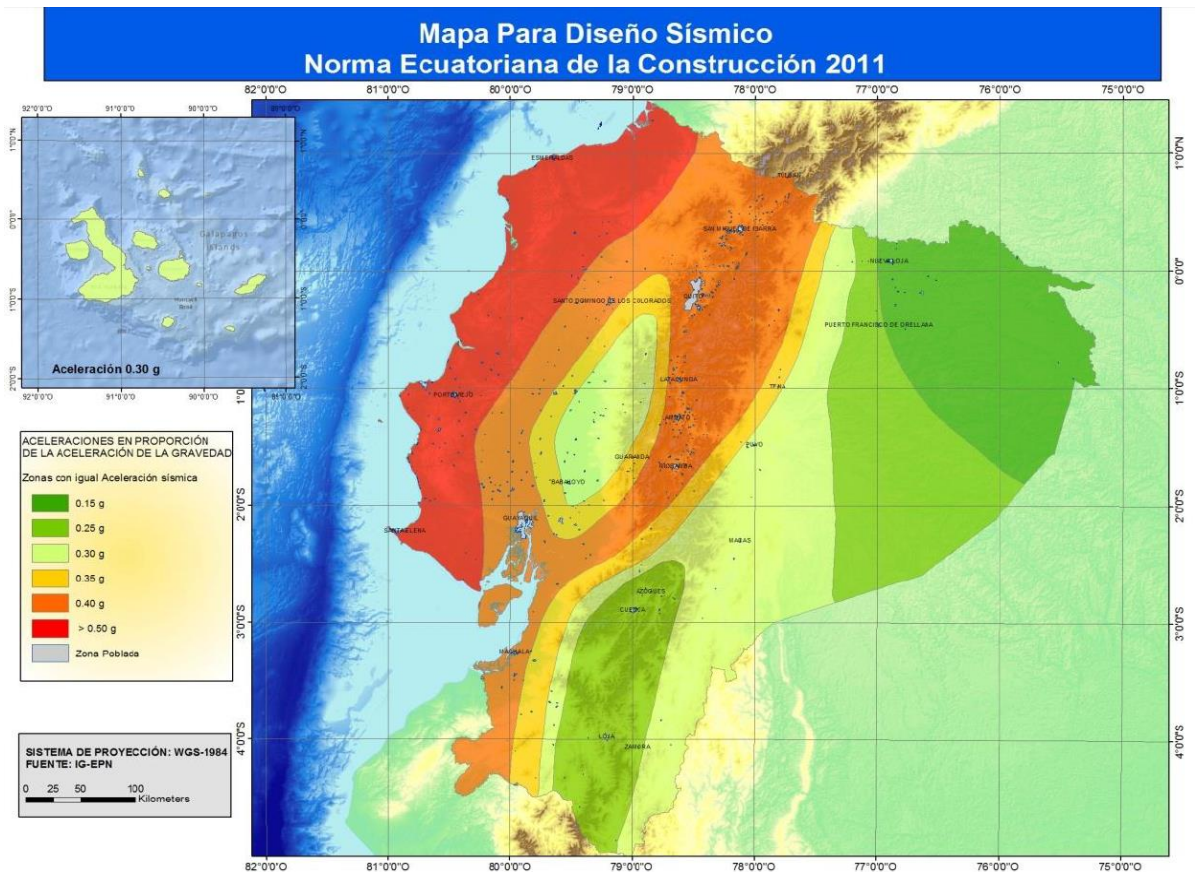


Figura 2-4 Mapa de peligro sísmico del Ecuador
Fuente: (NEC Capítulo 2, 2011, pág. 10)

Tabla 2-16 Valores del Factor Z en Función de la Zona sísmica

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

Fuente: (NEC Capítulo 2, 2011, pág. 10)

La NEC-11 propone una tabla de poblaciones del Ecuador para poder determinar de mejor manera el valor Z y se menciona que si se va a diseñar una estructura en una zona o población que no se encuentre en esta tabla, se deberá diseñar con el valor de Z de la población más cercana.

Fundamentación del mapa de zonificación

El mapa de zonificación que propone la NEC-11 se basa en los resultados de los estudios de peligro sísmico del Ecuador actualizados al año 2011, también en la protección de ciudades importantes y en la compatibilidad con mapas de peligro sísmico de países vecinos.

Las principales razones por las que todo el territorio ecuatoriano sea considerado como zona de peligro sísmico alto son: 1.) La subducción de la placa de Nazca debajo de la placa Sudamericana como principal fuente de generación de energía sísmica y 2.) El sistema de fallas superficiales que posee.

El estudio de peligro sísmico fue elaborado para todo el territorio ecuatoriano, con técnicas actuales usadas a nivel mundial y utilizando la información disponible a nivel local, que incluye:

- Evaluación de los principales eventos históricos de tipo sísmico que han ocurrido en nuestro país, acompañados de un estudio moderno de la magnitud y localización de dichos eventos.
- Estudio de principales fuentes sísmicas conocidas, así como sus parámetros sismológicos.
- Modelación de más de 30.000 eventos, de los cuales se obtuvieron 8.923 eventos sísmicos independientes de magnitud que varía de 4.5 a 8.8.

- Un estudio sobre las incertidumbres en los parámetros que se utilizan, especialmente en las ecuaciones de predicción.

2.2.1.7 Curvas de peligro sísmico

La NEC-11 propone curvas de peligro sísmico para el diseño de estructuras de ocupación especial, esenciales, puentes, obras portuarias y otras diferentes a las de edificación. Estas curvas se utilizan para aplicar a la estructura diferentes niveles de peligro sísmico con el fin de verificar el cumplimiento de diferentes niveles de desempeño. Para definir los diferentes niveles de aceleración sísmica esperada en roca en la ciudad donde se construirá dicho tipo de edificaciones, la NEC-11 presenta un grupo de figuras que contienen las curvas de peligro sísmico probabilista para cada capital de provincia del Ecuador, en estas curvas se relaciona el valor de aceleración sísmica esperada en roca (PGA) con un nivel de probabilidad anual de excedencia. El periodo de retorno correspondiente es el inverso de la probabilidad anual de excedencia. Se incluye además las curvas de aceleraciones máximas espectrales para periodos estructurales de 0.1, 0.2, 0.5 y 1.0 segundos.

Cabe mencionar la importancia de estas figuras, pero como el proyecto que se tomó en cuenta para elaborar esta disertación no entra en ninguna de estas categorías de estructuras, solamente se incluirá como ejemplo a las dos figuras de curvas de peligro sísmico, pertenecientes a Quito y Guayaquil:

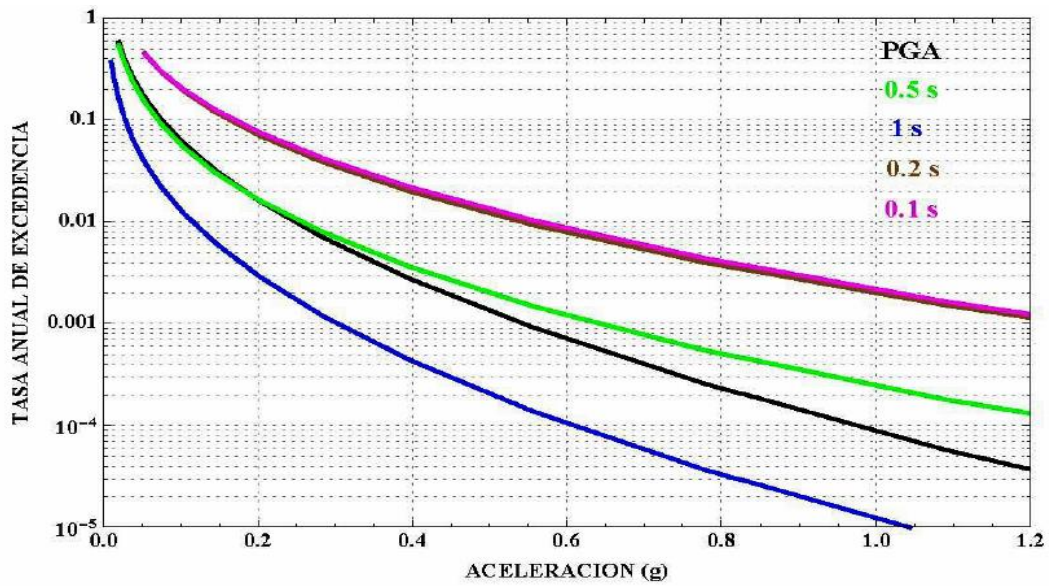


Figura 2-5 Curvas de Peligro Sísmico, Quito.
 Fuente: (NEC Capítulo 2, 2011, pág. 24)

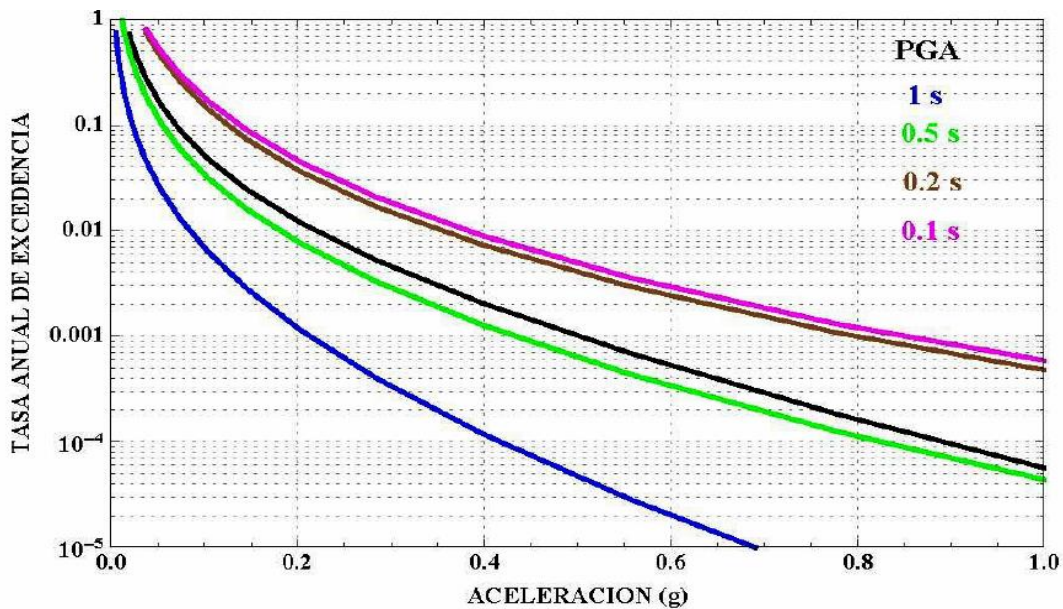


Figura 2-6 Curvas de Peligro Sísmico, Guayaquil.
 Fuente: (NEC Capítulo 2, 2011, pág. 31)

2.2.1.8 Geología local, perfiles de suelo y comportamiento sísmico

Necesidad de estudios de microzonificación sísmica

La NEC-11 señala la importancia de que poblaciones con más de 100.000 habitantes posean estudios de microzonificación sísmica y geotécnica en su territorio, con el propósito de conocer la geología local, la estratigrafía del suelo y evaluar las demandas sísmicas que se presentan. Estos estudios se podrán utilizar no solamente para diseño sísmico, sino también regulación urbana y no urbana, planificación territorial y de infraestructura necesaria. Estos estudios deberán tener también las formaciones topográficas significativas de la zona, inestabilidad sísmica en zonas licuables o de rellenos, presencia de taludes inestables, entre otras. Incluso con la correcta y responsable determinación de estos estudios se podrá utilizar estos estudios como punto de partida de elaboración de normas de construcción locales.

Requisitos generales

Los requisitos mínimos para los estudios de microzonificación sísmica incluirán los siguientes temas, los cuales serán presentados en un informe detallado en el cual se describan las labores realizadas, así como sus resultados y fuentes de información:

- Entorno geológico y geotécnico, sismología regional y fuentes sismogénicas.
- Espectro de aceleración en roca y familias de acelerogramas a utilizar.
- Exploración geotécnica adicional a la requerida para el diseño de la cimentación.
- Estudio de amplificación de onda (análisis lineal equivalente o no lineal) y obtención de los movimientos sísmicos de diseño en la superficie.

Perfil de suelo

Los efectos de la respuesta sísmica de la edificación deben evaluarse en base a los perfiles de suelo, independientemente del tipo de cimentación. La identificación del perfil se realiza a partir de la superficie natural del terreno, incluso también en el caso de edificios con sótanos.

Tipos de perfiles de suelo

La NEC-11 define seis tipos de perfil de suelo:

Tabla 2-17 Clasificación de los Perfiles de Suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_S \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_S \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_S \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50.0$ $\bar{S}_u \geq 100 \text{ KPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2)$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_S \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$\bar{V}_S < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40 \%$ $\bar{S}_u < 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
F	<p>Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista (Ver 2.5.4.9). Se contemplan las siguientes subclases:</p> <p>F1 – Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.</p> <p>F2 – Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).</p> <p>F3 – Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75).</p> <p>F4 – Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30 m).</p> <p>F5 – Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.</p> <p>F6 – Rellenos colocados sin control ingenieril.</p>	

Fuente: (NEC Capítulo 2, 2011, pág. 36)

Para los perfiles de suelo tipos C, D o E se tiene:

Tabla 2-18 Criterios para Clasificar Suelos dentro de los Perfiles de Suelo tipo C, D o E

Tipo de perfil	\bar{V}_s	\bar{N} o \bar{N}_{ch}	\bar{S}_u
C	Entre 360 y 760 m/s	Mayor que 50	Mayor que 100 kPa ($\approx 1 \text{ kgf/cm}^2$)
D	Entre 180 y 360 m/s	Entre 15 y 50	Entre 100 y 50 kPa (0.5 a 1 kgf/cm^2)
E	Menor de 180 m/s	Menor de 15	Menor de 50 kPa ($\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2$)

Fuente: (NEC Capítulo 2, 2011, pág. 40)

Coeficientes de amplificación o reducción dinámica de perfiles de suelo F_a , F_d y F_s

El coeficiente F_a amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, el coeficiente F_d amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de desplazamientos para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos del sitio y el coeficiente F_s considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y desplazamientos relativos del suelo.

Los valores de estos coeficientes se observan en las siguientes tablas, propuestas por la NEC-11:

Tabla 2-19 Tipo de Suelo y Factores de Sitio, F_a

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (aceleración esperada en roca, g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D		1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E		1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F		Ver nota	Ver nota	Ver nota	Ver nota	Ver nota	Ver nota

Fuente: (NEC Capítulo 2, 2011, pág. 40)

Tabla 2-20 Tipo de Suelo y Factores de Sitio, F_d

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (aceleración esperada en roca, g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D		1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E		2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F		Ver nota	Ver nota	Ver nota	Ver nota	Ver nota	Ver nota

Fuente: (NEC Capítulo 2, 2011, pág. 41)

Tabla 2-21 Tipo de Suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo, F_s

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (aceleración esperada en roca, g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C		1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D		1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F		Ver nota	Ver nota	Ver nota	Ver nota	Ver nota	Ver nota

Fuente: (NEC Capítulo 2, 2011, pág. 41)

Nota: La NEC-11 nos presenta una consideración especial para suelos catalogados como tipo F, para los cuales se menciona que requieren un estudio especial cuyo procedimiento se detalla en esta norma en la sección 2.5.4.9, pero que no corresponde a esta disertación.

2.2.1.9 Espectros elásticos de diseño

Espectro elástico de diseño en aceleraciones

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones expresado como fracción de la aceleración de la gravedad S_a propuesto por la NEC-11 es el que se muestra en el siguiente gráfico:

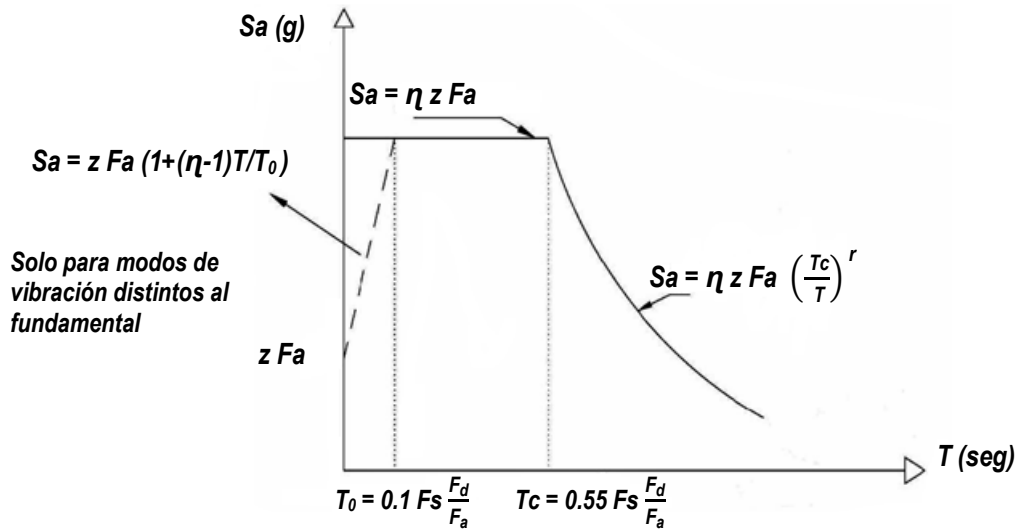


Figura 2-7 Espectro de Respuesta Elástico de Aceleraciones.
 Fuente: (NEC Capítulo 2, 2011, pág. 44)

Este espectro obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5%, y se aplican las siguientes ecuaciones para obtener cada rango de la curva:

$$S_a = \eta Z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c \quad (2-7) \quad (\text{NEC Capítulo 2, 2011, pág. 43})$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \text{ para } T > T_c \quad (2-8) \quad (\text{NEC Capítulo 2, 2011, pág. 44})$$

Donde:

$r = 1$, para tipo de suelo A, B o C y $r = 1.5$, para tipo de suelo D o E.

$\eta =$ valores de la relación de amplificación espectral (S_a / Z , en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores: 1.8 (Provincias de la Costa, excepto Esmeraldas), 2.48 (Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos), 2.6 (Provincias del Oriente).

Los límites para el periodo de vibración T_c y T_L se obtienen de las siguientes expresiones:

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (2-9); \quad T_L = 2.4 F_d \quad (2-10) \quad (\text{NEC Capítulo 2, 2011, pág. 44})$$

Para los perfiles de suelo tipo D y E, los valores de T_L se limitarán a un valor máximo de 4 segundos.

El valor de T_0 se obtiene de la siguiente ecuación:

$$T_0 = 0.10F_S \frac{F_d}{F_a} \quad (2-12) \quad (\text{NEC Capítulo 2, 2011, pág. 44})$$

2.2.1.10 Control de la deriva de piso

A medida que las deformaciones aumentan, los momentos actuantes también, por lo tanto los daños a la estructura serán mayores. Por esta razón es necesario controlar las deformaciones que se presentan en cada piso por efectos del sismo para el que se va a diseñar la estructura. Los límites a las derivas de entrepiso inelásticas máximas que presenta la NEC-11, y que deben satisfacerse en todas las columnas de la estructura, son las siguientes:

Tabla 2-22 Valores de Δ_M Máximos, Expresados como Fracción de la Altura de Piso

Estructuras de	Δ_M máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.020
De mampostería	0.010

Fuente: (NEC Capítulo 2, 2011, pág. 47)

Separación entre estructuras adyacentes – dentro de la misma estructura

Este es el caso en el que entra el proyecto de esta disertación, puesto a que el mercado de Guayllabamba se operará como una sola estructura, pero para evitar irregularidad y torsión en planta son necesarias varias juntas de construcción, las cuales se usan para que la estructura logre tener un comportamiento sísmico adecuado.

Para determinar la distancia mínima de separación, la NEC-11 señala una característica de la que se debe partir, que es la ubicación de los sistemas de entrepiso, de la siguiente manera: si el nivel de entrepiso de ambos elementos estructurales no coincide, la separación mínima será el promedio de los valores absolutos de los desplazamientos máximos horizontales inelásticos Δ_M , para cada una de las partes de la estructura que se desee actúen separadamente. En el caso contrario, si los niveles de entrepiso coinciden, la separación mínima será la mitad del valor

absoluto del desplazamiento máximo horizontal inelástico Δ_M , el más desfavorable de ambas partes. Estos valores se deben medir en la dirección perpendicular a la junta que las separe.

2.2.1.11 Procedimiento de cálculo de fuerzas sísmicas estáticas – Cortante basal de diseño

La NEC-11 propone calcular el cortante basal total de diseño V , a nivel de cargas últimas, de la siguiente expresión:

$$V = \frac{I S_a}{R \phi_P \phi_E} W \quad (2-19) \quad (\text{NEC Capítulo 2, 2011, pág. 55})$$

A continuación se describe cada uno de los factores que componen el cálculo del cortante basal de diseño:

Tipo de uso, destino e importancia de la estructura. Coeficiente I .

La NEC-11 propone la siguiente clasificación para las estructuras de acuerdo a un factor importancia I .

El propósito de este factor es principalmente aumentar la demanda sísmica para aquellas estructuras que por sus características o importancia deben permanecer operativas con daños menores después de la ocurrencia del sismo de diseño.

Tabla 2-23 Tipo de Uso, Destino e Importancia.

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

Fuente: (NEC Capítulo 2, 2011, pág. 49)

Aceleración Espectral S_a

S_a es la aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástico para diseño, definido anteriormente en esta disertación.

Periodo fundamental de vibración T

Para el caso en que se aplique el método de la fuerza estática equivalente, la NEC-11 propone dos métodos para calcular el periodo fundamental de vibración de la estructura, siendo el método 1 el más simple para estructuras de edificación y el que se presenta en esta disertación:

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (2-20) \quad (\text{NEC Capítulo 2, 2011, pág. 55})$$

Donde:

h_n = es la altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

- Para estructuras de acero sin arriostramientos, $C_t = 0.072$ y $\alpha = 0.80$.
- Para estructuras de acero con arriostramientos, $C_t = 0.073$ y $\alpha = 0.75$.
- Para pórticos especiales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras, $C_t = 0.047$ y $\alpha = 0.9$.
- Para pórticos especiales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural, $C_t = 0.049$ y $\alpha = 0.75$.

Factor de reducción de resistencia sísmica R

El factor de reducción de resistencia sísmica R es proporcional al grado de ductilidad que presenta un sistema estructural propuesto, siempre y cuando se cumpla con el detallamiento pertinente en cada elemento de la estructura.

La NEC-11 propone la siguiente tabla para determinar el valor de este factor:

Tabla 2-24 Valores de reducción de Respuesta Estructural R

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles	
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menos a la especificada en el capítulo 4, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 4 metros.	3
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	3
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Fuente: (NEC Capítulo 2, 2011, pág. 57)

Configuración Estructural (Factores ϕ_E y ϕ_P)

Se debe procurar que la configuración de la estructura sea lo más simple y regular posible, por lo tanto, calculistas y arquitectos deben llegar a un punto de equilibrio donde se encuentre el mejor desempeño sísmico de la estructura, procurando que la seguridad de los habitantes sea el factor más importante en el desarrollo de cualquier proyecto de ingeniería civil.

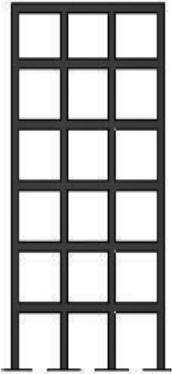
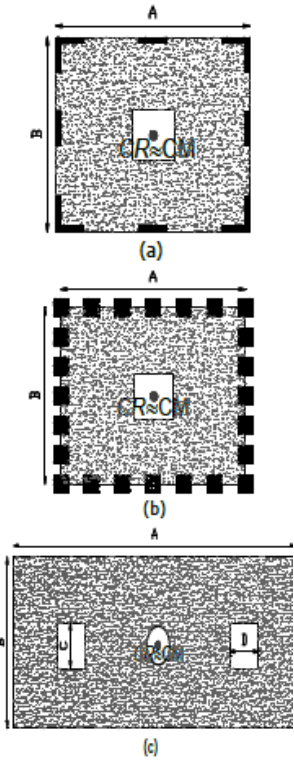
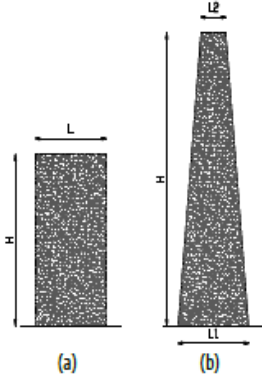
Cambios significativos de resistencia y de rigidez pueden crear en la estructura zonas débiles y llevar a la pérdida de ductilidad global de la estructura.

Coefficientes de configuración estructural

El propósito de los coeficientes de configuración estructural es penalizar el diseño de estructuras irregulares, tanto en planta como elevación.

Las configuraciones estructurales recomendadas por la NEC-11 son:

Tabla 2-25 Configuración Estructural Recomendada

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

Fuente: (NEC Capítulo 2, 2011, pág. 50)

De la misma forma la NEC-11 también presenta los tipos de configuraciones estructurales no recomendadas:

Tabla 2-26 Configuración Estructural No Recomendada

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

Fuente: (NEC Capítulo 2, 2011, pág. 50)

Coeficiente de configuración estructural en planta ϕ_P

Este coeficiente se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en las plantas de la estructura, con la siguiente expresión:

$$\phi_P = \phi_{PA} \times \phi_{PB} \quad (2-17) \quad (\text{NEC Capítulo 2, 2011, pág. 51})$$

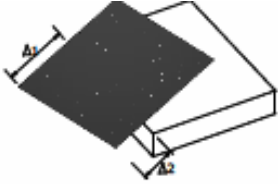
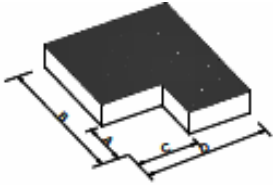
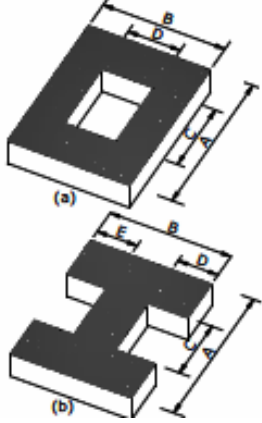
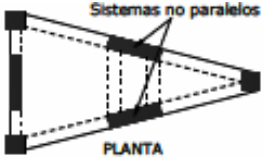
Donde:

$\Phi_{PA} =$ El mínimo valor Φ_{Pi} de cada piso i de la estructura, para cuando se presentan las irregularidades tipo 1, 2 y/o 3. Este valor se calcula en cada piso como el mínimo valor expresado por la tabla para las tres irregularidades.

$\Phi_{PB} =$ Este valor se establece de manera análoga a Φ_{PA} , para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 4 en la estructura.

Cuando la estructura no presenta ninguno de los tipos de irregularidades presentados, en ninguno de sus pisos, Φ_P tendrá el valor de 1 y se considera a la estructura como regular en planta.

Tabla 2-27 Irregularidad en Planta Penalizada

<p>Tipo 1 – Irregularidad torsional $\phi_{Pi} = 0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$ Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1.2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 de la NEC-11.</p>	
<p>Tipo 2 – Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{Pi} = 0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$ La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15 % de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 – Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{Pi} = 0.9$ a) $C \times D > 0.5 A \times B$ b) $[C \times D + D \times E] > 0.5 A \times B$ La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50 % del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50 % entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 – Ejes estructurales no paralelos $\phi_{Pi} = 0.9$ La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: (NEC Capítulo 2, 2011, pág. 52)

- Coeficiente de configuración estructural en elevación ϕ_E

Este coeficiente se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, con la siguiente expresión:

$$\phi_E = \phi_{EA} \times \phi_{EB} \quad (2-18) \quad (\text{NEC Capítulo 2, 2011, pág. 51})$$

Donde:

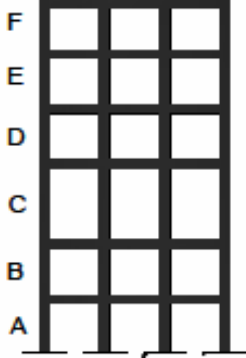
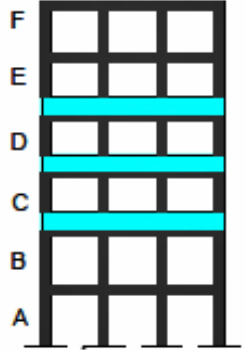
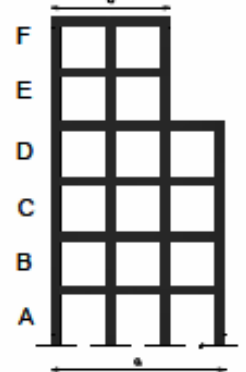
$\phi_{EA} =$ el mínimo valor ϕ_{Ei} de cada piso i de la estructura de la tabla 2-28, para cuando se presenta la irregularidad tipo 1.

$\phi_{EB} =$ este valor se establece de manera análoga a ϕ_{EA} , para cuando se encuentra presenten las irregularidades tipo 2 y/o 3 en la estructura.

Cuando la estructura no presenta ninguno de los tipos de irregularidades presentados, en ninguno de sus pisos, ϕ_E tendrá el valor de 1 y se considera a la estructura como regular en elevación.

Además, la NEC-11 señala que cuando la deriva máxima de cualquier piso es menor que 1.3 veces la deriva del piso inmediato superior, puede considerarse que no existe irregularidades de los tipos 1, 2 ó 3 en elevación.

Tabla 2-28 Irregularidad en Elevación Penalizada

<p>Tipo 1 – Piso flexible $\phi_{Ei} = 0.9$ Rigidez $K_C < 0.70$ Rigidez K_D Rigidez $< 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70 % de la rigidez del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 – Distribución de masa $\phi_{Ei} = 0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 – Irregularidad geométrica $\phi_{Ei} = 0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión de un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: (NEC Capítulo 2, 2011, pág. 53)

2.2.1.12 Carga sísmica reactiva W

La carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo, y la NEC-11 señala que es igual a la carga muerta total de la estructura más un 25% de la carga viva de piso. En el caso de estructuras que posean mayor posibilidad de carga viva, como bodegas de almacenaje, W se

calcula como la carga muerta más un 50% de la carga viva de piso. También se señala que en el caso de existir depósitos de fluidos en los niveles superiores de la estructura se deberá considerar su efecto y la influencia que éstos tengan en su comportamiento ante un evento sísmico.

2.2.1.13 Modelación estructural

Secciones agrietadas

El principio de modelar las estructuras con secciones agrietadas reconoce que las secciones de hormigón armado se encuentran agrietadas desde el mismo instante en que éste es fundido. Y se agrietarán más aún cuando se presente un sismo de diseño. Esta es la razón por la que la NEC-11 propone los siguientes valores de inercias agrietadas para los diferentes elementos estructurales: $0.5 I_g$ para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable) y $0.8 I_g$ para columnas, siendo I_g el valor de la inercia no agrietada de la sección transversal del elemento. En esta parte la NEC-11 no indica si los valores de inercias agrietadas son a nivel de cargas de servicio o de cargas últimas.

2.2.1.14 Análisis dinámico espectral

Además del espectro de respuesta definido para cada estructura (sistema estructural, tipo de suelo, zona, etc.), es necesario definir varios parámetros para que el análisis dinámico espectral sea coherente con la teoría en la que se basa:

Número de modos

La NEC-11 menciona como requisito usar un número de modos tal que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.

Ajuste de resultados del análisis dinámico

El valor del cortante dinámico en la base, obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no puede ser menor que el 80% del cortante basal obtenido por el método estático, en el caso

de estructuras regulares, ni menor que el 90% para el caso de estructuras irregulares. Para cumplir este requisito, se debe reajustar los resultados obtenidos del análisis dinámico.

2.2.2 CAPÍTULO 4: ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

2.2.2.1 Requisitos Generales

Las disposiciones de este capítulo se deberán aplicar para el diseño de edificaciones que se encuentren en zonas de peligro sísmico, dichas estructuras deben tener un comportamiento dúctil para poder disipar energía sin llegar a su colapso.

En el momento que se presente un evento sísmico, las rotulas plásticas deben producirse en los extremos de las vigas, en la base de las columnas del primer piso o en la base de los muros estructurales, para conseguir este comportamiento se debe aplicar los principios del denominado “Diseño por capacidad”.

Las fuerzas sísmicas producirán deformaciones inelásticas reversibles en las rotulas plásticas, cuando se presente este caso el acero a tracción debe fluir para garantizar un comportamiento dúctil en ellas.

Los elementos que no se deben plastificar se diseñan para momentos y cortantes amplificados, considerando la sobre-resistencia de las rotulas plásticas y las fuerzas internas generadas por modos de vibración no considerados en el diseño.

La norma NEC-11 presenta una tabla de estructuras de hormigón con el comportamiento dúctil esperado.

Tabla 2-29 Clasificación de Edificios de Hormigón Armado

SISTEMA ESTRUCTURAL	ELEMENTOS QUE RESISTEN SISMO	UBICACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS	OBJETIVO DEL DETALLAMIENTO
Pórtico Especial	Columnas y vigas descolgadas	Extremo de vigas y base de columnas 1er piso	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte pero débil en flexión.
Pórticos con Vigas Banda	Columnas y vigas Banda	Extremo de vigas y base de columnas 1er piso	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte y punzonamiento pero débil en flexión.
Muros estructurales	Columnas y muros estructurales	En la base de los muros y columnas 1er piso (a nivel de la calle)	Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte.
Muros estructurales acoplados	Columnas, muros estructurales y vigas de acople	En la base de los muros y columnas 1er piso (a nivel de la calle). Extremo de vigas de acople	Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte. Viga de acople fuerte en corte, débil en flexión.

Fuente: (NEC Capítulo 4, 2011, pág. 4)

2.2.2.2 Propiedades Mecánicas y factores de reducción de resistencia

Tabla 2-30 Factores de reducción de resistencia

(a) Secciones controladas por tracción	0.90
(b) Tracción axial	0.90
(c) Secciones controladas por compresión:	
• Elementos con refuerzo transversal en espiral	0.75
• Otros elementos reforzados	0.65
(d) Cortante y torsión	0.75
(e) Aplastamiento	0.65

Fuente: (NEC Capítulo 4, 2011, pág. 5)

2.2.2.3 Empalmes en varillas

El traslape del refuerzo longitudinal debe hacerse en forma alternada, no se puede traslapar más del 50% de las varillas en un mismo lugar.

2.2.2.4 Elementos a flexión

Los elementos a flexión que se consideran en esta sección son vigas y otros elementos de pórticos a flexión en los cuales deben cumplir:

- La fuerza axial no exceda el $0.10f'cA_g$.
- La luz libre sea mayor a 4 veces la altura útil de la sección transversal
- Tener un peralte mínimo de 250 mm.

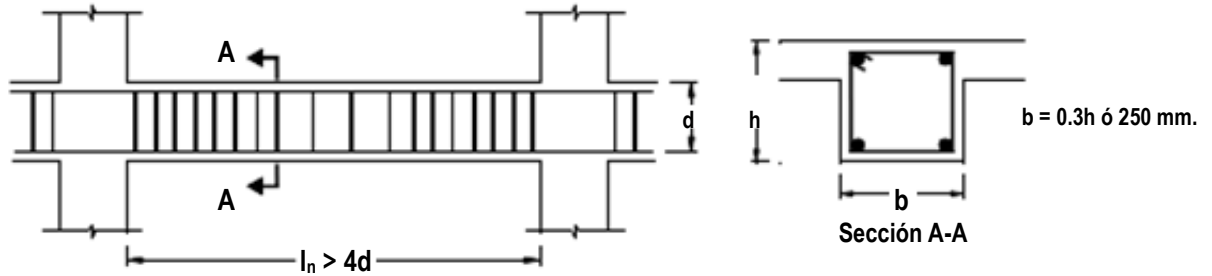


Figura 2-8 Características de los elementos a flexión

Fuente: (NEC Capítulo 4, 2011, pág. 6)

2.2.2.5 Cuantía mínima y máxima de refuerzo longitudinal de elementos a flexión

La cuantía máxima de acero en un elemento a flexión es 2.5%, la mínima está controlada por las siguientes fórmulas

$$\frac{14}{f_y} * b_w * d \quad (4-3) \quad (\text{NEC Capítulo 4, 2011, pág. 7})$$

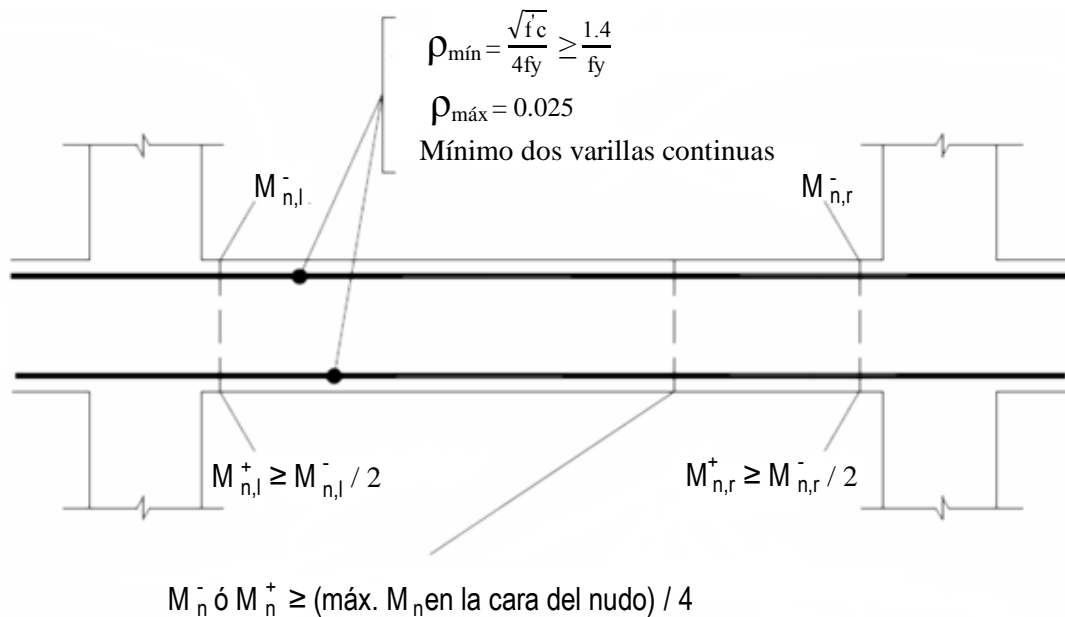
$$\frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} * b_w * d \quad (4-4) \quad (\text{NEC Capítulo 4, 2011, pág. 7})$$

Donde:

- f_y = Esfuerzo de fluencia del acero.
- b_w = Ancho del elemento a flexión
- $f'c$ = Resistencia del hormigón a los 28 días.
- d = Altura efectiva del elemento a flexión.

Se puede prescindir de estos requisitos si el refuerzo colocado en cualquier sección del elemento es al menos la tercera parte del requerido en el análisis.

Se debe controlar que la capacidad a momento positivo en cada extremo del elemento debe ser al menos la mitad de la capacidad de momento negativo en el mismo extremo y la capacidad a momento positivo o negativo en cualquier sección deben ser al menos el 25% de la mayor capacidad a momento del elemento en la cara de cualquiera de los dos nudos:



Nota: El refuerzo transversal no se presenta por claridad

Figura 2-9 Requisitos de refuerzo longitudinal en elementos a flexión

Fuente: (NEC Capítulo 4, 2011, pág. 7)

2.2.2.6 Anclaje del refuerzo longitudinal

El refuerzo positivo o negativo que termine en un nudo viga – columna se debe prolongar hasta la cara opuesta de la sección confinada de la conexión y continuar ortogonalmente después de un doblez con un ángulo de 90°.

2.2.2.7 Confinamiento para elementos a flexión

Se debe colocar estribos de confinamiento, de al menos 10 mm de diámetro en las siguientes regiones:

- En los extremos de los elementos, el primer estribo a 50 mm y el último a una distancia de $2h$ de la cara del apoyo.
- En longitudes $2h$ a cada lado de una sección en la que se pueda formar rótulas plásticas.
- Donde las varillas pudieran pandearse por compresión del elemento.
- A lo largo de toda la longitud del traslape.

No se debe realizar traslapes en:

- Los nudos.
- Una distancia menor que $2h$ de los extremos del elemento, donde h es su peralte.
- Sitios donde el análisis indique la posibilidad de formación de rótulas plásticas.

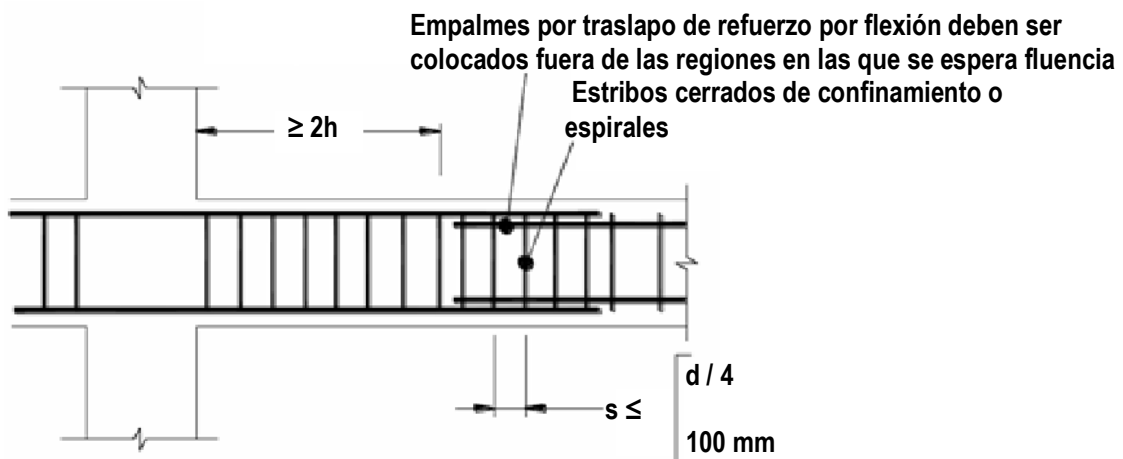


Figura 2-10 Confinamiento en traslape de varillas de refuerzo longitudinal.

Fuente: (NEC Capítulo 4, 2011, pág. 8)

En las regiones de confinamiento el espaciamiento máximo de los estribos no debe ser mayor que el menor de:

- $d/4$
- 6 veces el diámetro menor del refuerzo
- 200 mm.

En esta zona también se debe controlar que toda varilla esquinera y las que estén colocadas a más de 150 mm deben tener un apoyo lateral de estribo.

En las regiones que están fuera de las zonas de confinamiento el espaciamiento máximo entre estribos es igual a $d/2$.

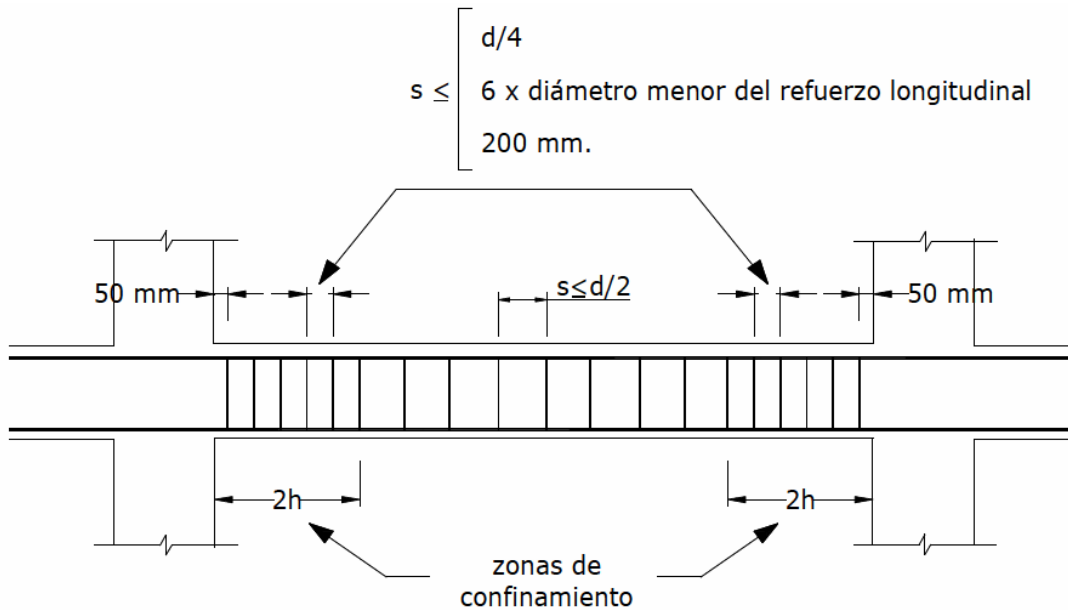


Figura 2-11 Separación de Estribos
Fuente: (NEC Capítulo 4, 2011, pág. 9)

2.2.2.8 Elementos en Flexo – Compresión

Los elementos a flexo – compresión que aplican en esta sección serán columnas y otros elementos estructurales en los cuales:

- La fuerza axial exceda el valor de $0.10 \cdot f'_c \cdot A_g$.
- La razón entre ambos lados de la sección del elemento analizado sea al menos 0.4.
- La altura libre sea mayor a 4 veces la dimensión mayor de la sección.
- La dimensión más pequeña de la sección de ser al menos 300 mm.

2.2.2.9 Cuantía mínima y máxima de refuerzo longitudinal de elementos en flexo-compresión

El refuerzo longitudinal en elementos sometidos a flexo-compresión no puede tener una cuantía menor que el 1% ni mayor que el 3%.

2.2.2.10 Confinamiento para elementos en flexo-compresión

Se debe colocar estribos de confinamiento especial a una longitud L_o medida a partir de la cara de cada nudo, al igual que a ambos lados de cualquier sección donde se pueda generar una rotula plástica. No se permiten traslapes en las secciones de confinamiento especial.

L_o no puede ser menor que:

- Una sexta parte de la altura del elemento.
- La máxima dimensión de su sección transversal.
- 450mm.

El área de los estribos de confinamiento en las secciones especiales mencionadas en el párrafo anterior no puede ser menor que el mayor de los resultados de las siguientes ecuaciones:

$$A_{sh} = 0.3 * \frac{s \cdot b_c * f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (4-11) \quad (\text{NEC Capítulo 4, 2011, pág. 13})$$

$$A_{sh} = 0.09 * \frac{s \cdot b_c * f'_c}{f_{yt}} \quad (4-12) \quad (\text{NEC Capítulo 4, 2011, pág. 13})$$

Donde:

A_{sh} Área total de las varillas que forman los estribos y amarres suplementarios con separación s .

s Separación, centro a centros, entre estribos, en mm.

b_c Distancia máxima, medida de centro a centro, entre esquinas del estribo, en mm.

El espaciamiento entre estribos s , en las secciones de confinamiento especial no debe ser mayor que el menor de:

- 6 veces el diámetro menor del refuerzo longitudinal menor.
- 100 mm.

El espaciamiento en las otras secciones no debe ser mayor que el menor de:

- 6 veces el diámetro menor del refuerzo longitudinal menor.
- 150 mm.

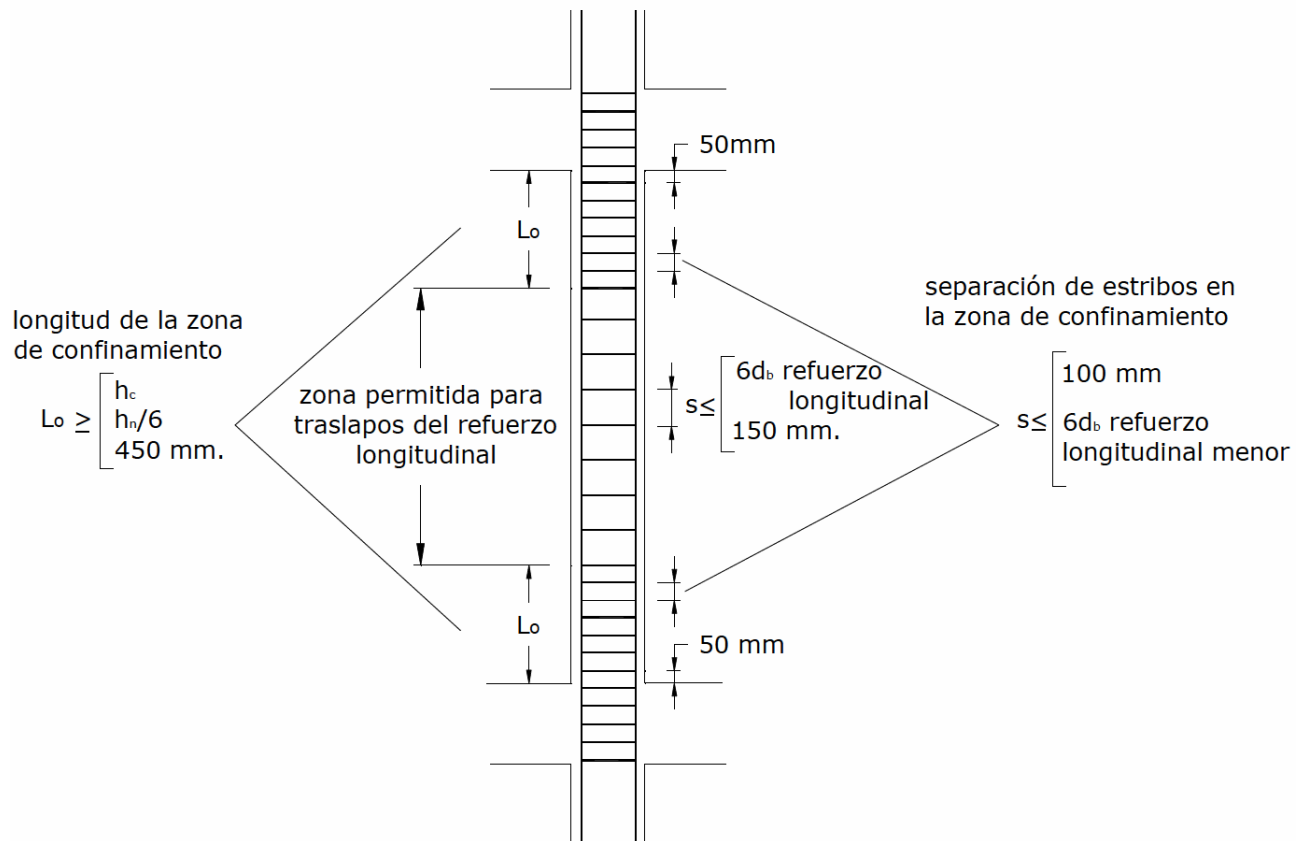


Figura 2-12 Separación de estribos
Fuente: (NEC Capítulo 4, 2011, pág. 12)

En el caso de presentarse un elemento con una dimensión igual o mayor a 500 mm se debe aumentar varillas longitudinales separadas a no más de 350 mm en la dirección perpendicular al eje de la varilla:

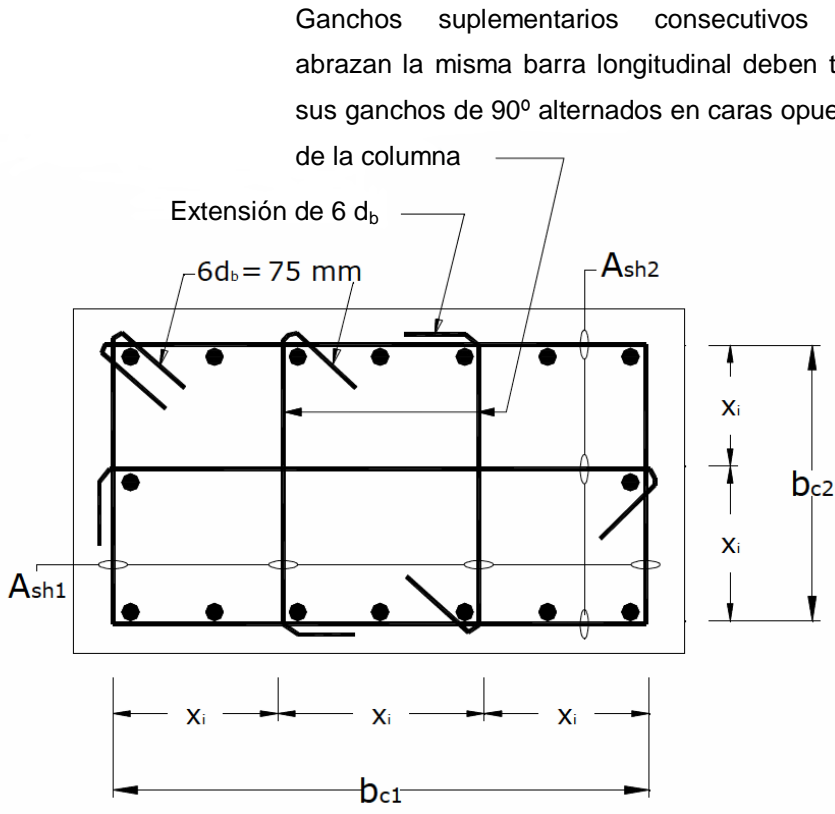


Figura 2-13 Ejemplo de refuerzo transversal en columnas
Fuente: (NEC Capítulo 4, 2011, pág. 13)

3 CAPÍTULO III: METODOLOGÍA APLICADA EN LOS DISEÑOS

3.1 FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD) O DE ÚLTIMA RESISTENCIA.

En 1950 en Alemania se descubrió que el hormigón armado no es un material “elástico”, y esto demostró una realidad, que soportaba cargas mayores a las que se venían suponiendo como el límite de un comportamiento lineal en la curva de esfuerzo – deformación.

A partir de la publicación de la edición 1956 del Código ACI, se ha dado una rápida transición hacia el Diseño por Última Resistencia, en gran parte por su enfoque más racional al proponer principalmente el hacer trabajar cada elemento de la sección propuesta al máximo. Este método aborda la seguridad estructural con un enfoque más realista, por lo cual se ha convertido en el método principal para el diseño de estructuras de hormigón armado alrededor del mundo.

El cálculo de la resistencia de un elemento o de una sección transversal mediante el Método de Última Resistencia exige que se satisfagan dos condiciones básicas:

- Equilibrio estático
- Compatibilidad de las deformaciones.

La primera condición exige que las fuerzas de compresión y tracción que actúan en la sección transversal para la resistencia “última” estén en equilibrio, mientras que la segunda condición exige que también se satisfaga la compatibilidad entre las deformaciones del hormigón y de la armadura bajo condiciones “últimas” dentro de las hipótesis de diseño permitidas por el Código ACI. (Industrial, Instituto Nacional De Tecnología, 2002)

La esencia de este método es diseñar las secciones de hormigón armado considerando deformaciones inelásticas para alcanzar la resistencia máxima (hormigón a su resistencia máxima, acero fluyendo). Los momentos flexionantes y las fuerzas que actúan en las estructuras estáticamente indeterminadas bajo carga máxima se calculan suponiendo un comportamiento elástico lineal de la estructura hasta llegar a la carga máxima.

Existen varias razones por las cuales en la actualidad se utiliza el método de última resistencia para el diseño de estructuras, algunas son las siguientes:

- El hormigón armado se comporta de manera inelástica bajo cargas elevadas, y esto no es considerado en otros métodos de diseño.
- El diseño de última resistencia permite al diseñador una elección más racional de los factores de carga, permitiendo tomar diferentes valores, por ejemplo, en el caso de cargas vivas y muertas, ya que unas pueden ser estimadas con mayor precisión que las otras.
- Este método permite al diseñador evaluar la ductilidad de la estructura en el rango elástico.
- Dentro de las hipótesis de diseño permitidas, se desprecian algunas de las propiedades de los materiales y se establecen otros límites conservadores para utilizar en el diseño práctico. Esto contribuye a la posibilidad de que la “resistencia última” sea menor que la obtenida mediante ensayos. En consecuencia, al definir la resistencia calculada de un elemento no se utiliza el término “último”, sino “nominal”.
- La Teoría de Última Resistencia tiene que ver con la redistribución de esfuerzos en una estructura, después de que en ciertos puntos de ésta se ha alcanzado el esfuerzo de fluencia.

Según la Teoría de Última Resistencia, aquellas partes de una estructura que han alcanzado el esfuerzo de fluencia no pueden resistir esfuerzos adicionales; más bien esas partes fluirán la cantidad necesaria para permitir que la carga o esfuerzos adicionales sean transferidos a otras partes de la estructura donde los esfuerzos se encuentran por debajo del esfuerzo de fluencia y todavía son capaces de absorber esfuerzos adicionales.

Cuando el esfuerzo en un punto de una estructura dúctil alcanza el esfuerzo de fluencia, esa parte de la estructura fluirá localmente permitiendo el reajuste de los esfuerzos en alguna medida.

Si la carga se incrementa, el esfuerzo en el punto considerado permanecerá aproximadamente constante por lo que las partes menos esforzadas de la estructura tendrán que soportar el incremento de carga.

Mientras mayor sea el detallamiento y el grado adecuado de ductilidad de una estructura, se podrá distribuir de mejor manera los esfuerzos en casos de sobrecarga.

3.2 ARTICULACIÓN PLÁSTICA

Cuando los esfuerzos en una parte de la estructura se incrementan más allá del esfuerzo de fluencia, se dice que en esta parte se ha producido una articulación plástica, puesto a que no puede resistir ningún esfuerzo adicional.

Dichas articulaciones plásticas, en el caso de presentarse, deben ocurrir en elementos que no comprometan la seguridad y el comportamiento sismo resistente de la estructura. Por ejemplo, la presencia de una articulación plástica en una viga comprometería la seguridad de un pórtico, pero la presencia de una articulación plástica en una columna comprometería la seguridad de un piso entero.

3.3 COEFICIENTE DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA R

El coeficiente de modificación de respuesta (R) es un factor importante en el diseño de estructuras, genera una variación muy significativa en el tamaño de los elementos que forman parte del diseño estructural.

Para poder utilizar los valores del coeficiente de modificación de respuesta (R) de cada norma, se deberá obligatoriamente cumplir con el detallamiento adecuado para cada elemento de la estructura.

4 CAPÍTULO IV: DISEÑOS ESTRUCTURALES

Para el diseño estructural del proyecto de esta disertación se requirió la utilización varios programas de análisis estructural como ayuda para la obtención de los esfuerzos y cuantías de acero que necesita la estructura para resistir de manera adecuada las diferentes fuerzas que se pueden producir.

4.1 DESCRIPCIÓN DE LOS PROGRAMAS UTILIZADOS

4.1.1 Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015

El programa Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015 es una herramienta para el cálculo, diseño y simulación de estructuras a nivel internacional.

Este programa se caracteriza por su tecnología MEF (Cálculo y diseño por elementos finitos), la cual permite analizar la estructura diseñada en su conjunto, así como dividir y enfocar el análisis en partes concretas del mismo, muy difíciles de estudiar en su profundidad con otros métodos y programas de cálculo.

Capacidad de cálculo y fiabilidad de resultados

Autodesk, la mayor compañía de software de diseño del mundo, ha puesto todos sus medios para dotar a Autodesk Robot de la mayor capacidad de análisis y procesamiento del mercado, superando a muchos otros programas en este aspecto, lo que supone una gran ventaja en cuanto a ahorro de tiempo y fiabilidad en los resultados.

Interface amigable y productiva de Autodesk Robot

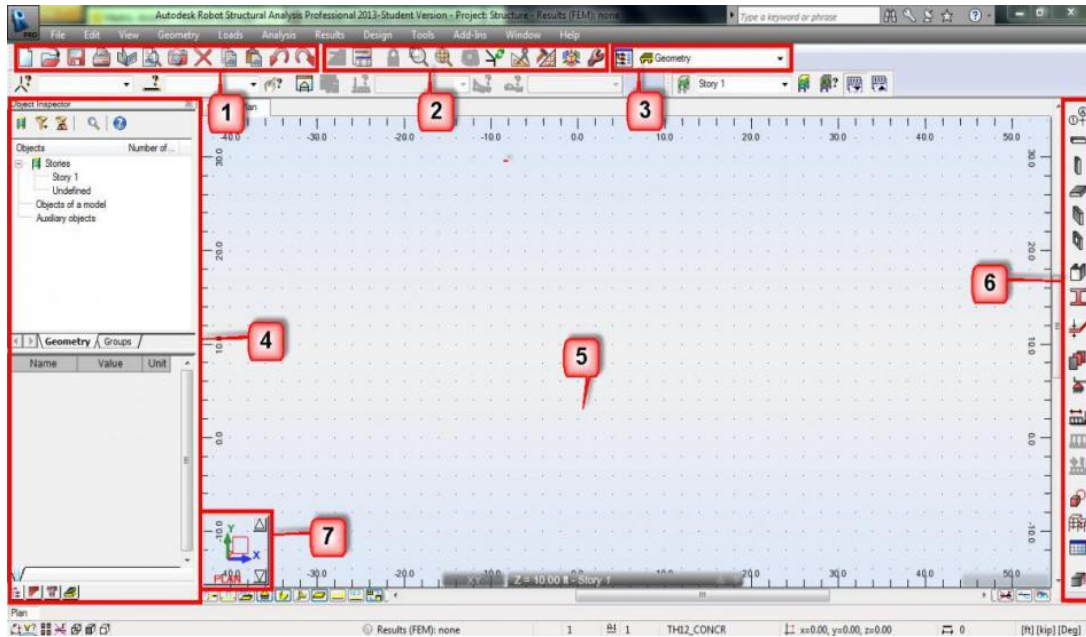


Figura 4-1 Interface Autodesk Robot

Fuente: (Instituto Tecnológico del Cantábrico, 2013)

El espacio de trabajo, las barras de tareas, botones, consolas de comando, etc., son continuamente revisadas en cada versión nueva que publica Autodesk para mejorar el ámbito de trabajo del diseñador y calculista de estructuras. En la imagen se puede ver el marco habitual de trabajo, y se enumera algunas de las partes más esenciales que se describe a continuación:

- **Barra de herramientas estándar:** La barra de herramientas de Autodesk Robot, es similar a la de la mayoría de software profesional, como Office o la familia Autodesk, para que sea fácil e intuitivo manejarse en el programa, incluyendo accesos directos a herramientas no relacionadas con el diseño o el análisis, como imprimir, guardar, deshacer, etc.
- **Barra de herramientas de Robot:** Esta barra de herramientas ofrece accesos directos a las herramientas que permiten al usuario navegar en distintas vistas, editar y ver los cálculos.

- **Sistema desplegable de diseño:** Acceso rápido al diseñador de modelos de principio a fin, y ventanas multi-tarea.
- **Inspector de objetos:** Se utiliza para gestionar los diferentes elementos estructurales colocados en el modelo.
- **Gráfico Visor / Editor:** En este espacio de modelado es donde se crea el modelo de elementos finitos real y editado, así como en la que se muestran resultados y diagramas.
- **Barra de herramientas lateral:** Esta barra de herramientas proporciona una serie de herramientas y elementos de modelado más comunes para el tipo de estructura que se haya seleccionado.
- **Botón para tipos de vista:** Permite al usuario manejar los diferentes tipos de vista, tales como: 2D, 3D y una combinación de las dos anteriores.

Autodesk Robot está diseñado para que ingenieros, arquitectos y calculistas puedan trabajar conjunta y productivamente. Una de las principales razones de este logro reside en la capacidad que posee este programa de ofrecer resultados rápidamente y con precisión, lo que mejora la eficiencia del usuario. Esta ventaja permite analizar múltiples configuraciones estructurales, para que el ingeniero diseñador pueda determinar de manera rápida, cuál será la mejor opción para el diseño.

Este es un software internacional por excelencia puesto a que incluye múltiples códigos, normas, e incluso formas y materiales de todo el mundo. Esto permite a los ingenieros estructurales trabajar con formas específicas de cada país, en las unidades e incluso códigos de construcción de cada nación. Además de 60 bases de datos de materiales y secciones, y 70 códigos de diseño integrados para múltiples países, Autodesk Robot también incluye 40 códigos internacionales del acero, y 30 códigos de hormigón armado.

Para modelar la estructura del mercado de Guayllabamba se utilizó una licencia estudiantil gratis de Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015.

4.1.2 CFS

El programa CFS es un software de diseño de elementos de acero conformados en frío, el cual realiza los cálculos de los componentes de acuerdo con la Especificación Norteamericana para el Diseño de Miembros Estructurales de Acero conformados en Frío de la norma AISI (American Iron and Steel Institute) la cual es una clasificación de aceros y aleaciones de materiales no ferrosos, y la Especificación para el Diseño de Miembros Estructurales de Acero Inoxidable conformados en Frío de la norma ASCE (American Society of Civil Engineers).

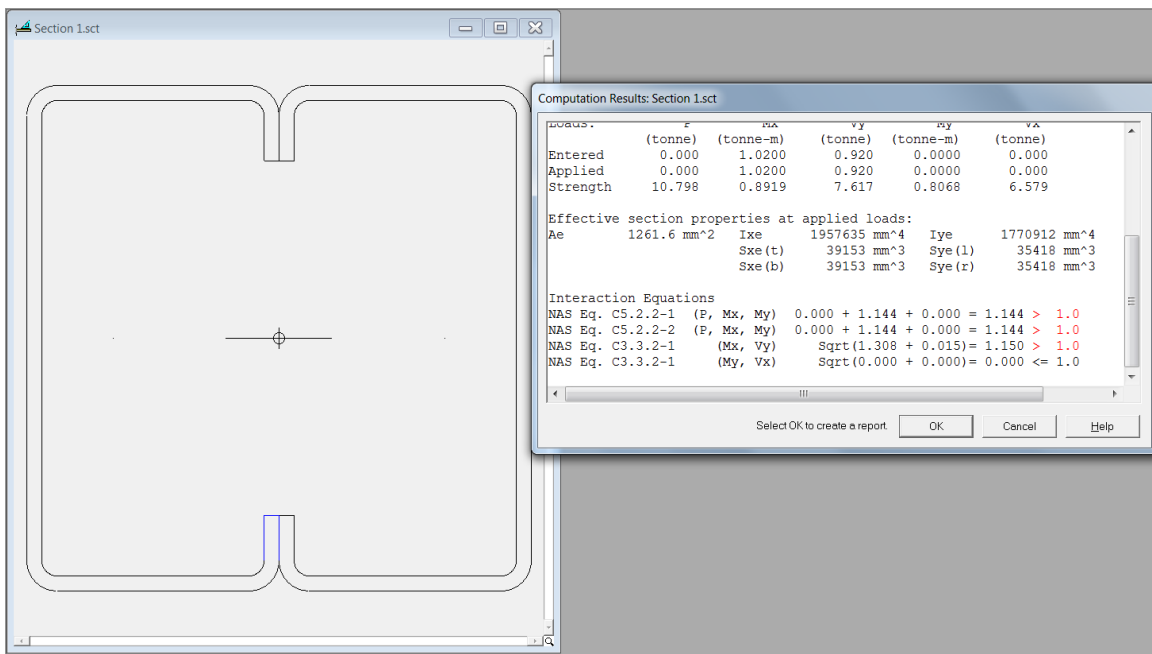


Figura 4-2 Resultados dados por el programa CFS
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

Para la utilización de este programa se obtuvo una versión gratis de la página de CFS.

4.1.3 S-Concrete

Para realizar el cálculo del refuerzo necesario para vigas y columnas del mercado de Guayllabamba, utilizamos el programa de análisis estructural de secciones llamado S-Concrete, el cual pertenece al grupo de programas desarrollados por la empresa Structural Office tales como: S-Frame, S-Steel, S-Foundation, S-View, entre otros.

El programa S-Concrete ejecuta comprobaciones de normas y códigos y realiza diseños automatizados en un ambiente interactivo y fácil de usar por el usuario. Permite observar información inmediatamente a medida que se cambian los parámetros de diseño. También otorga informes integrales de diseño los cuales incluyen referencias a capítulos y artículos de los códigos y normativa que se haya elegido.

S-Concrete también incorpora el chequeo del diseño sísmico y disposiciones para lograr una ductilidad adecuada de la estructura, así como la capacidad de exportar dibujos con detalle a AutoCAD o exportar dibujos y resultados numéricos a Microsoft Word y Microsoft Excel.

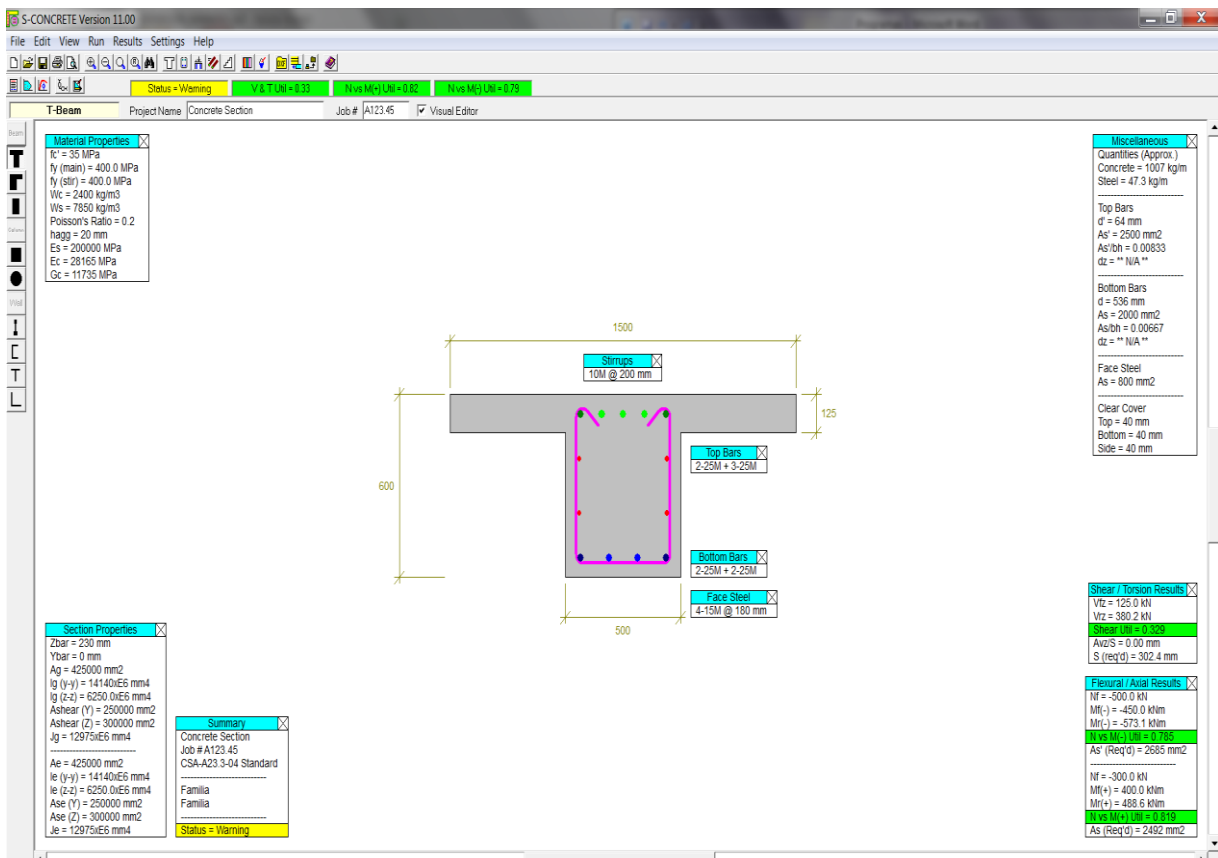


Figura 4-3 Interface Programa S-Concrete
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

Las principales características que el programa S-Concrete maneja y las cuales lo convierten en una herramienta estructural muy útil son las siguientes:

Diseño y detallamiento de secciones de vigas

- Vigas T, vigas L, vigas rectangulares y parte de la losa que contiene el nervio.
- Chequeo del espaciamiento del refuerzo longitudinal y del refuerzo transversal.
- Control de fisuras y del área de acero.
- Vigas con múltiple número capas de varillas.
- Diferente diámetro de varillas por capa.

Diseño y detallamiento de secciones de columnas

- Secciones rectangulares y circulares de columnas.
- Columnas con agujeros.
- Columnas compuestas (por ejemplo: secciones de acero inmersas en hormigón).
- Etribos de forma circular, rectangular o espiral.
- Columnas con múltiple número de capas de varillas.
- Chequeo del espaciamiento del refuerzo longitudinal y del refuerzo transversal.

Diseño y detallamiento de muros de corte

- Muros con sección de forma rectangular, forma I, forma C, forma T y forma L.
- Diseño y detallamiento sísmico.
- Zonas complejas de refuerzo.
- Análisis de cargas aplicadas a la sección y al panel del muro.
- Chequeo de las zonas de refuerzo.
- Chequeo del espaciamiento de las varillas.
- Chequeo de anclajes.

Disposiciones sísmicas de varias normas internacionales (ACI 318, CSA-A23.3) para muros de corte

- Tamaño de los elementos de contorno y evaluación del detallamiento.
- Requisitos de ductilidad.
- Porcentajes de refuerzo y área de refuerzo.
- Anclajes y longitudes de desarrollo, incluyendo ganchos.
- Confinamiento del hormigón (espaciamiento y configuración de estribos).

Para realizar el chequeo de las solicitaciones de vigas y columnas del mercado de Guayllabamba se utilizó la licencia del Ingeniero Juan Carlos Garcés del programa S-Concrete.

4.2 ESTRUCTURACIÓN Y MODELACIÓN

La estructura del mercado tiene un área en planta total de 2250 m², la primera decisión que se tomó fue la de determinar las juntas de construcción necesarias para evitar problemas de torsión en planta, lo cual dio como resultado 9 estructuras, que se calcularon cada una de manera independiente:

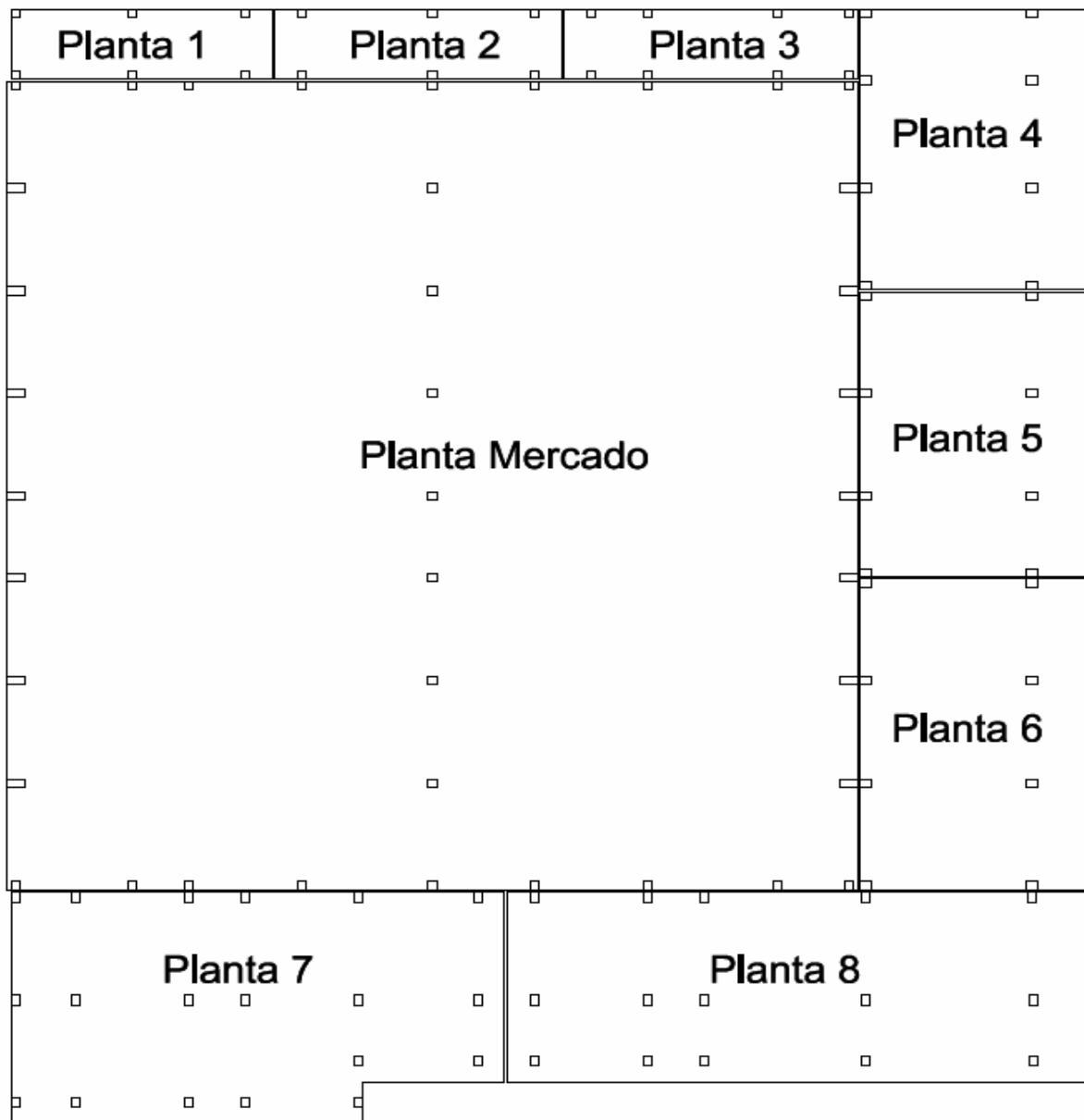


Figura 4-4 Implantación Mercado Guayllabamba
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

4.2.1 Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga que se usaron para diseñar la estructura en hormigón armado del Mercado de Guayllabamba fueron las siguientes:

1. 1.4 D
2. 1.2 D + 1.6 L
3. 1.2 D
4. 1.2 D ± 1.0 E + L
5. 0.9 D
6. 0.9 D ± 1.0 E

Por otra parte, la combinación que se utilizó para diseñar la cubierta metálica fue:

1. 1.2 D + 1.6 L

Donde:

D: Carga permanente

E: Carga de sismo

L: Sobrecarga (Carga Viva)

Nota: Cabe mencionar que la acción del viento sobre este tipo de estructura se analizó de manera independiente, para evitar que la presión que pueda producirse sobre la cubierta metálica logre levantarla.

4.2.2 Modelamiento de la Estructura Metálica de la Planta General

En primer lugar se elaboró un modelo independiente de la cercha para obtener los esfuerzos y fuerzas que se originan, de esta manera el modelo se fue corrigiendo, añadiendo riostras o con cambios de secciones:

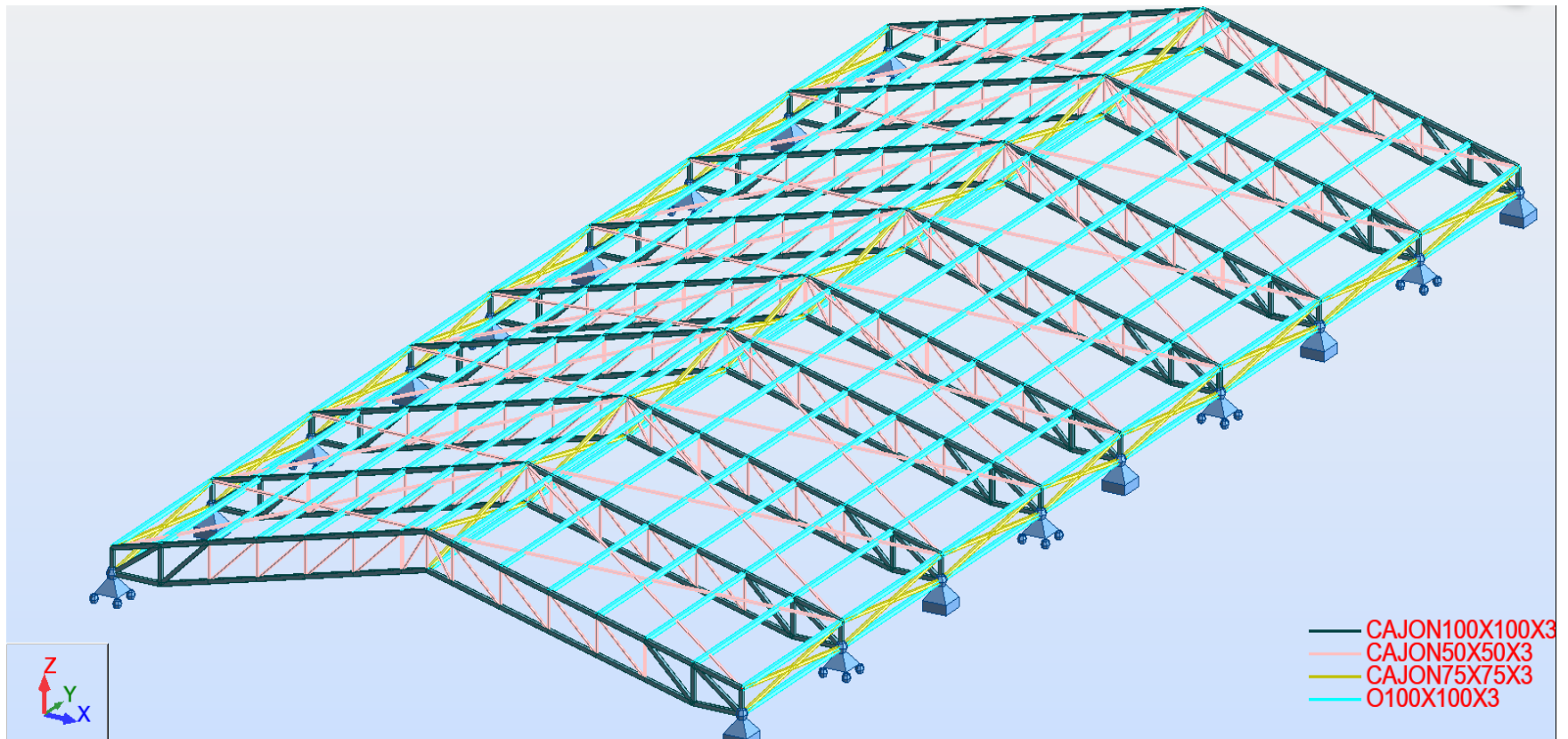


Figura 4-5 Cubierta Metálica de la Planta General – Modelo independiente

Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

A continuación se presenta la planilla de perfiles generada para la estructura metálica del mercado, así como sus diferentes vistas y los detalles de las secciones utilizadas:

Tabla 4-1 Planilla de perfiles de la cubierta metálica del mercado de Guayllabamba

Mc	Tipo	Sección mm	CANT	Longitud (m)	Longitud Total (m)	Peso/metro (Kg/m)	Peso (Kg)
CERCHA							
P1	O	100x100x3	36	9.65	347.4	9.17	3185.658
P2	O	100x100x3	36	8.00	288	9.17	2640.96
P3	O	100x100x3	36	1.60	57.6	9.17	528.192
P4	O	100x100x3	36	1.75	63	9.17	577.71
P5	O	100x100x3	36	0.55	19.8	9.17	181.566
P6	O	100x100x3	36	0.85	30.6	9.17	280.602
P7	O	50x50x3	198	0.85	168.3	4.48	753.984
P8	O	50x50x3	144	1.75	252	4.48	1128.96
P9	O	50x50x3	36	1.20	43.2	4.48	193.536
P10	O	100x100x3	36	1.50	54	9.17	495.18
DIAGONALES							
P11	O	50x50x3	56	10.7	599.2	4.48	2684.42
P12	O	50x50x3	8	10.3	82.4	4.48	369.15
P13	O	75x75x3	84	5.00	420	6.71	2818.20
P14	O	75x75x3	12	4.00	48	6.71	322.08
CORREAS							
P15	G	100x50x15x3	48	39.0	1872	4.95	9266.40
P16	G	100x50x15x3	168	5.00	840	4.95	4158.00
P17	G	100x50x15x3	24	4.00	96	4.95	475.20
TOTAL							30059.80

Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

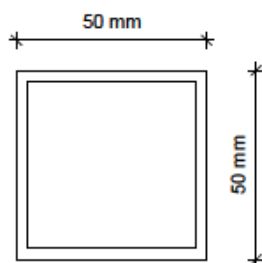


Figura 4-6 Perfil “O” de 50 mm x 50 mm x 3 mm

Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

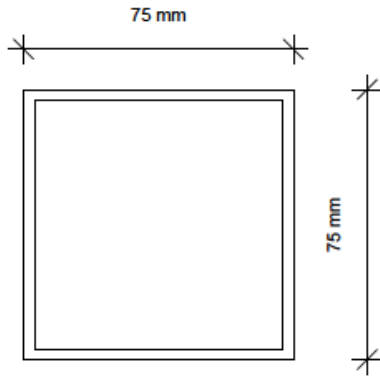


Figura 4-7 Perfil "O" de 75 mm x 75 mm x 3 mm
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

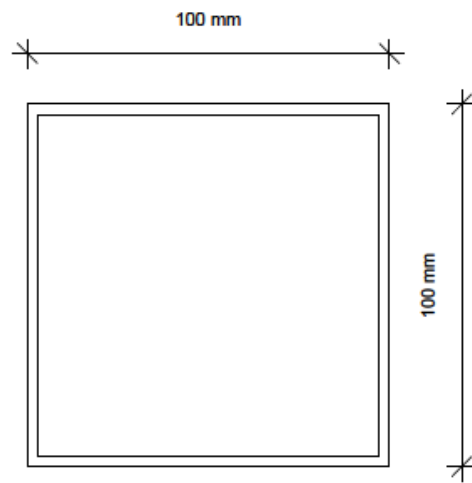


Figura 4-8 Perfil "O" de 100 mm x 100 mm x 3 mm
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

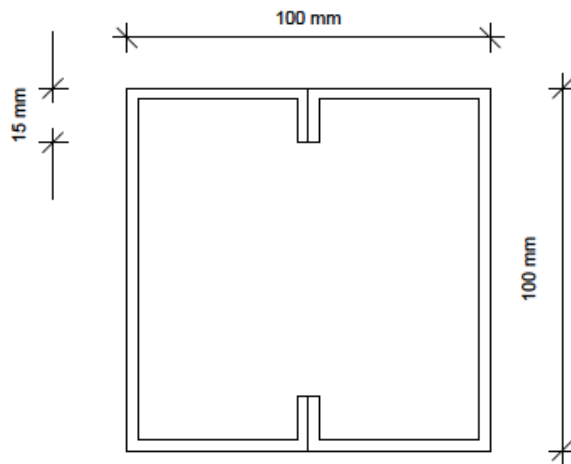


Figura 4-9 Perfil "G" (2) de 100 mm x 50 mm x 15 mm x 3 mm
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

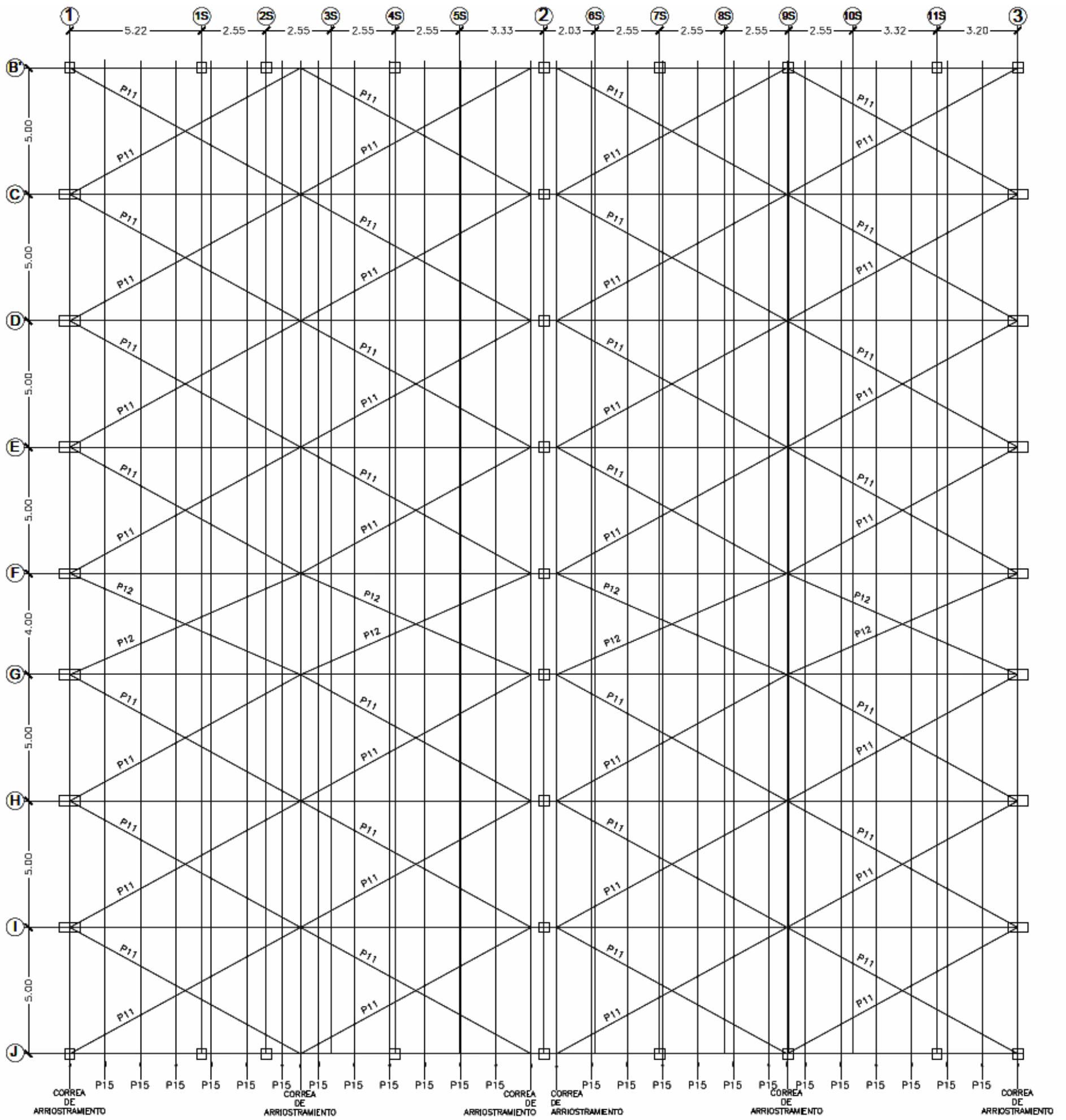


Figura 4-10 Vista en planta de la cubierta metálica del mercado de Guayaquil
Fuente: Adrián Jamín y Cristian Romo

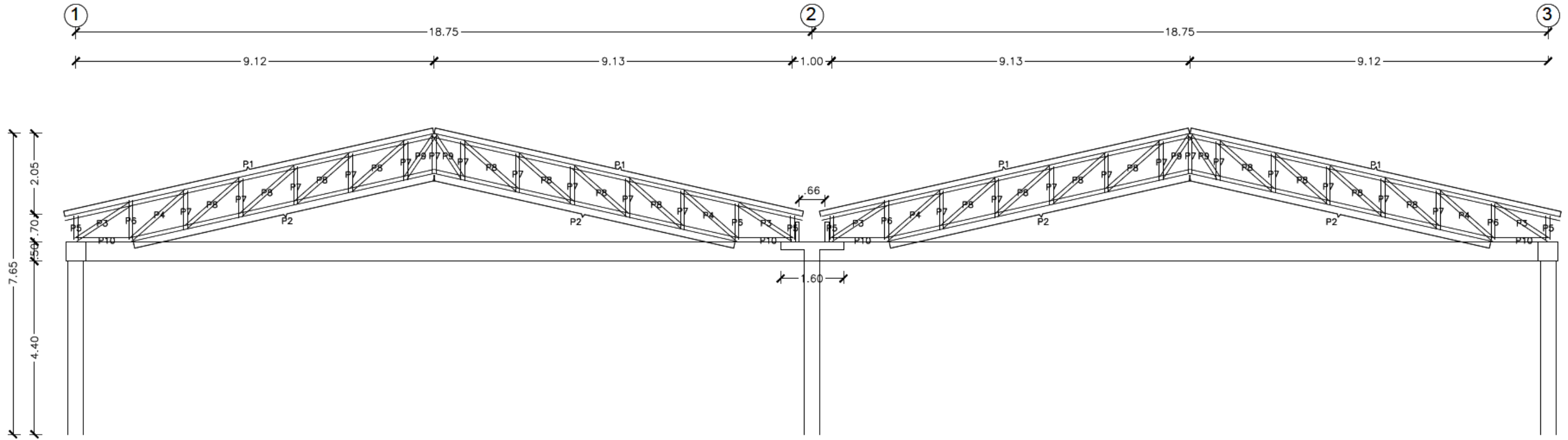


Figura 4-11 Vista frontal de la cubierta metálica del mercado de Guaylabamba—Ejes B' a J
Fuente: Adrián Jarín y Cristian Romo

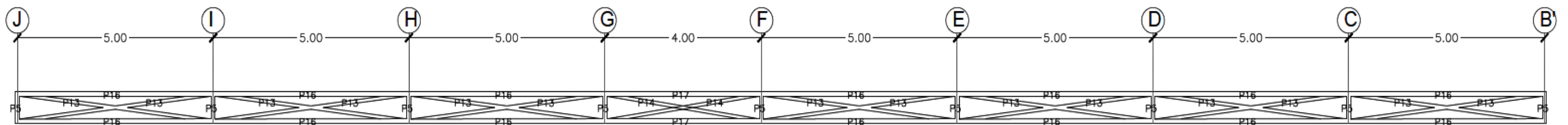


Figura 4-12 Detalle de la correa de anclamiento—Ejes señalados en la vista en planta

4.2.3 Carga de Viento en la Estructura Metálica

Para la verificación de la carga de viento sobre los elementos de la estructura de la cubierta metálica se utilizaron dos formas para calcular la presión generada por éste:

1. Simulador de cargas de viento del programa Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015

El programa Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015 posee una herramienta de simulación de cargas de viento, donde se debe colocar la velocidad de diseño (que depende de la zona donde se encuentre la estructura) y la dirección y sentido del viento. En este caso para la simulación se colocó el viento con una velocidad de 21 m/s (aproximadamente 75 km/h) en la dirección X que será la más crítica por la forma de la cubierta:



Figura 4-13 Cuadro de datos para iniciar la simulación de viento
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

El programa calcula automáticamente la presión máxima generada por el viento con la velocidad asignada. Antes de iniciar la simulación el programa permite la opción de generar las cargas de forma manual o de forma automática cuando el coeficiente de desviación de cargas sea menor a un porcentaje asignado (como se muestra en la figura). La opción que se eligió fue la de generar las cargas manualmente, realizando en total tres simulaciones, representando cada una de ellas un lugar distinto de la carga de viento en la cubierta, y obteniendo de cada una de ellas el esfuerzo máximo generado:

Para la realizar la simulación del viento y obtener datos de presiones más reales, se dividió a la cubierta del mercado en diferentes paneles, puesto a que el programa genera una carga por área de la misma magnitud. La división se puede apreciar en la siguiente figura:

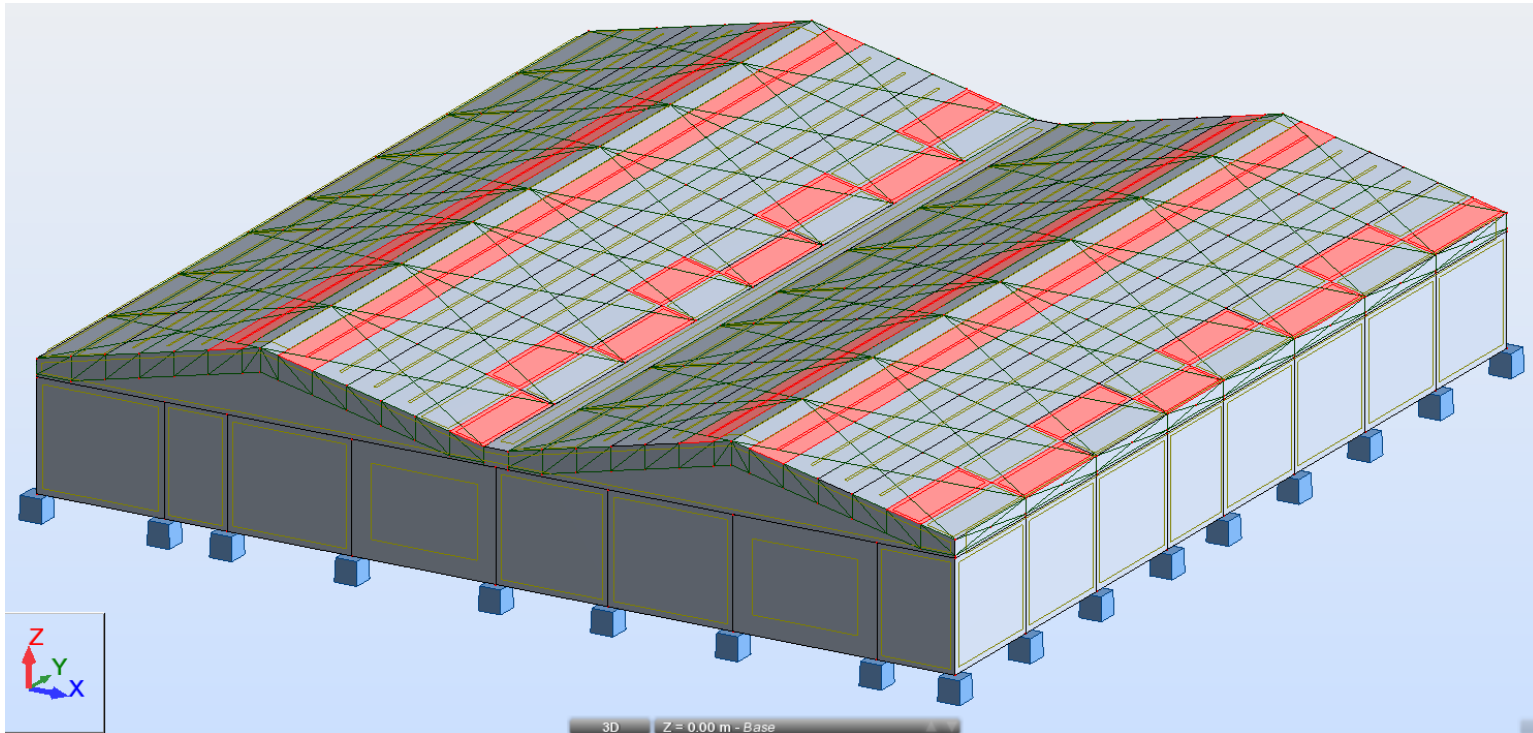


Figura 4-14 División de la cubierta del mercado para la simulación del viento
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

Caso 1: El viento llega a la estructura generando presión en la parte donde choca y por lo tanto un efecto de compresión en la cubierta (barlovento).

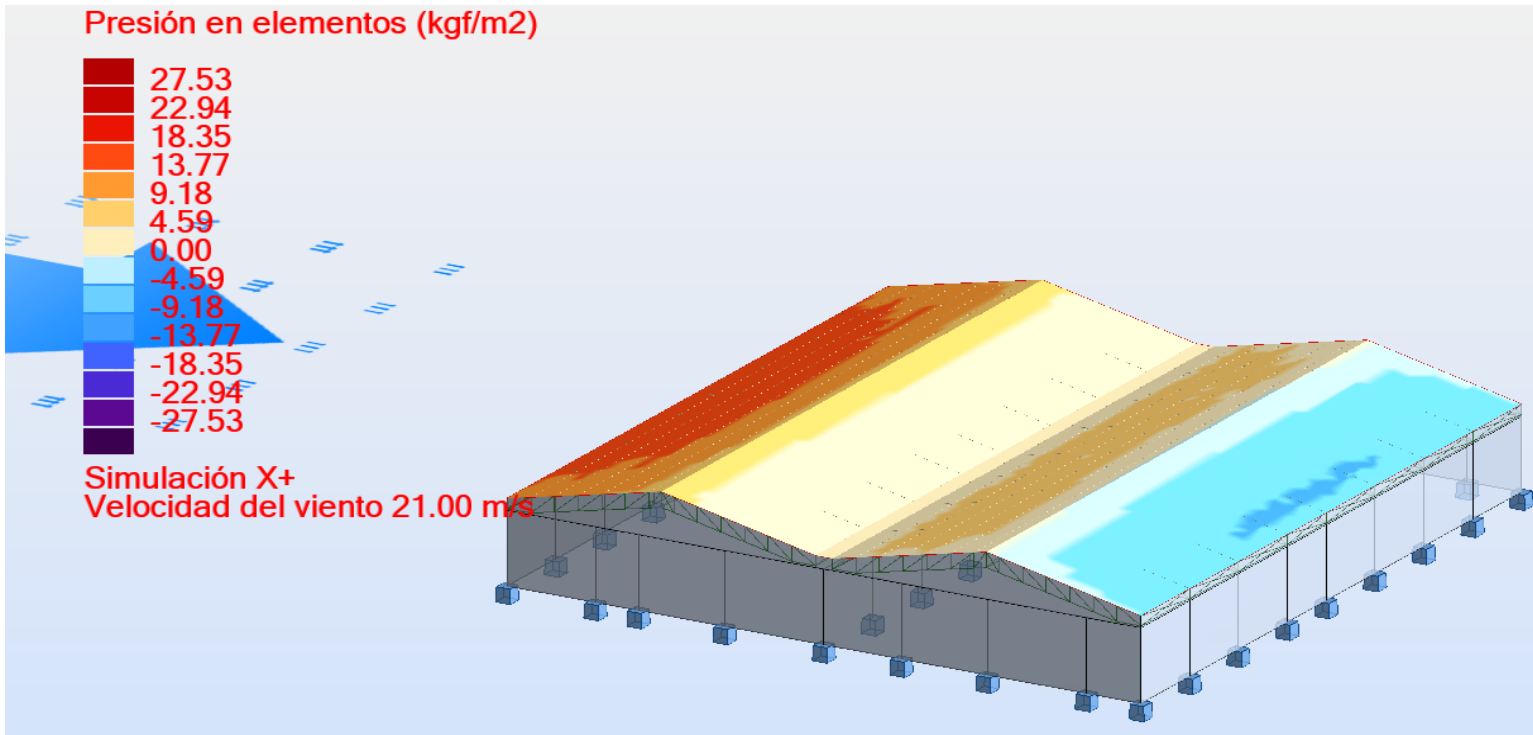


Figura 4-15 Primera simulación de la carga de viento en la cubierta metálica
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

Caso 2: El viento sigue fluyendo y las presiones se compensan, generando una presión baja pero a lo largo de toda la cubierta: en la parte del barlovento de compresión y en la parte del sotavento de succión.

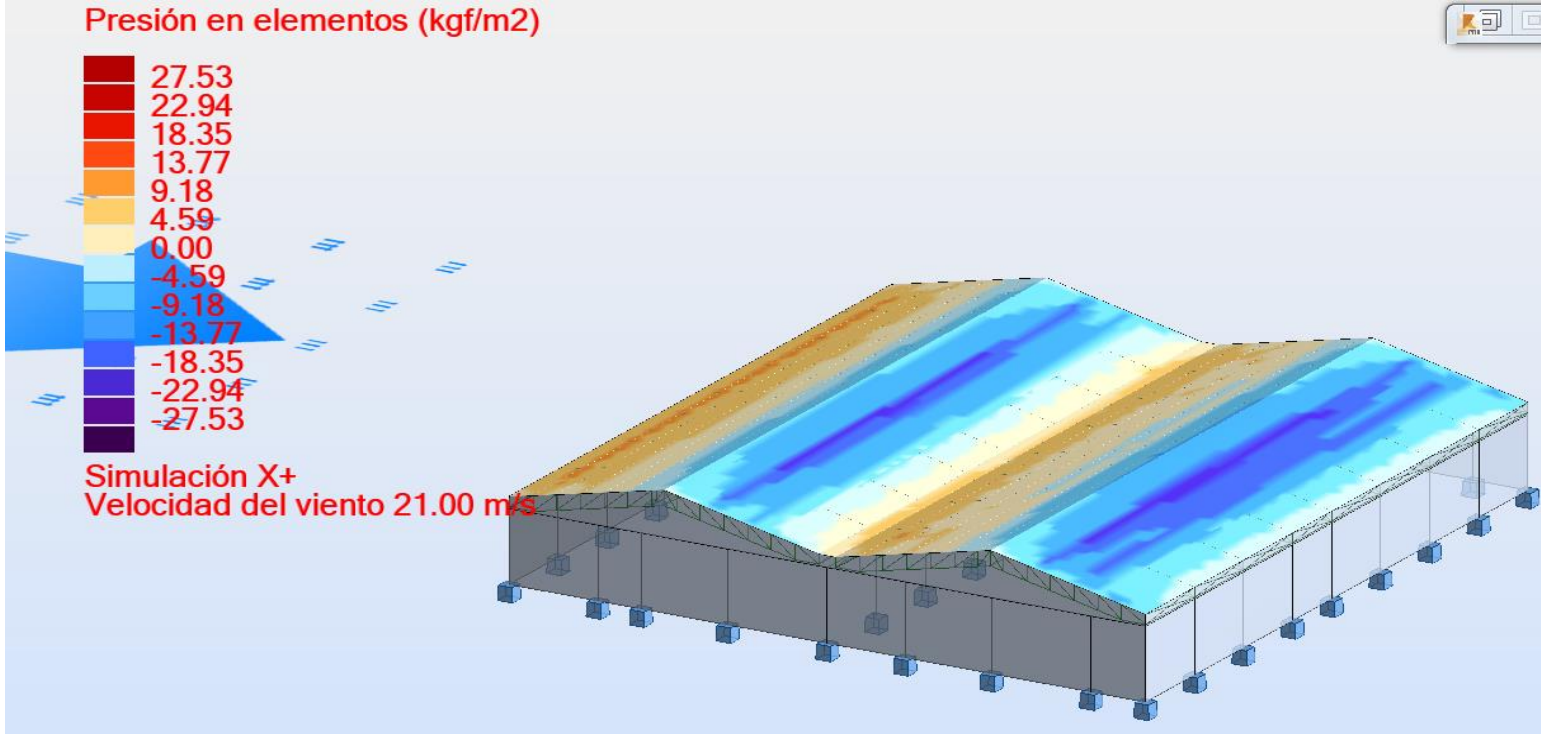


Figura 4-16 Segunda simulación de la carga de viento en la cubierta metálica
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

Caso 3: El viento pasa por la cubierta dejando un vacío en la cubierta (sotavento) por lo que se aprecia el efecto de succión (parte azul) que pretende levantar a la cubierta.

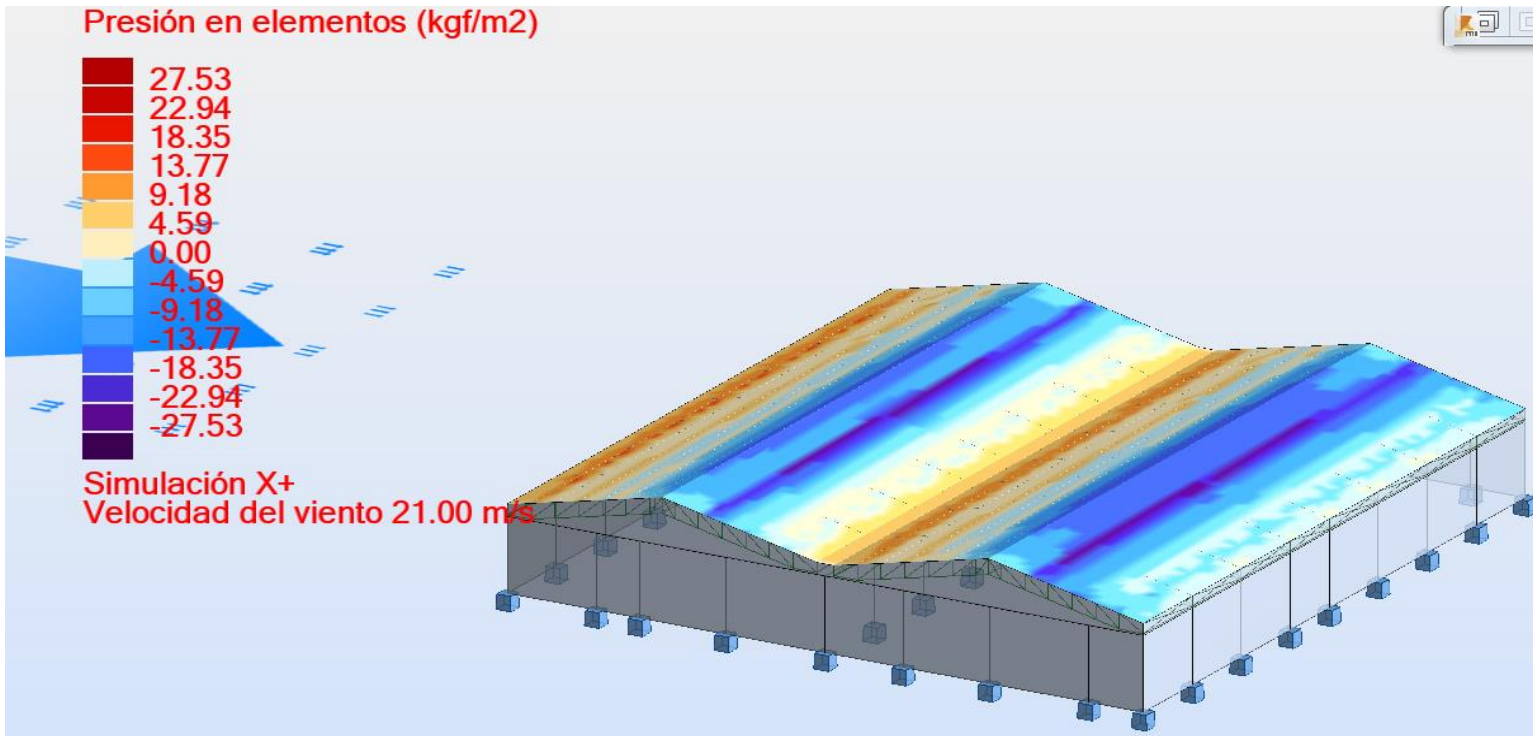


Figura 4-17 Tercera simulación de la carga de viento en la cubierta metálica
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

2. Comprobación manual con la Norma Ecuatoriana de la Construcción del 2011

En el Capítulo I de la NEC-11 de Cargas y Materiales en la página 11 se menciona lo referente a las Cargas por Viento. Para el cálculo de la presión del viento la NEC-11 propone la siguiente ecuación:

$$P = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2 \cdot c_e \cdot c_f \quad (1-6) \quad (\text{NEC Capítulo 1, 2011, pág. 11})$$

Donde:

P presión de cálculo expresada en Pa ó N/m²

ρ densidad del aire expresada en Kg/m³

V_b velocidad corregida del viento en m/s

c_e coeficiente de entorno/altura

c_f coeficiente de forma

La densidad del aire depende directamente de la temperatura, pero la NEC-11 recomienda utilizar para todo el territorio ecuatoriano un valor de 1.25 Kg/m³.

Para el valor de la velocidad corregida del viento se hace referencia a la ecuación que propone la NEC-11:

$$V_b = V \cdot \sigma \quad (1-5) \quad (\text{NEC Capítulo 1, 2011, pág. 12})$$

Donde:

V la velocidad instantánea máxima del viento en m/s, registrada a 10 m de altura sobre el terreno

σ coeficiente de corrección

La velocidad instantánea máxima tomada fue la de 21 m/s ó 75 km/h.

El coeficiente de corrección se toma de la siguiente tabla, propuesta por la NEC-11:

Tabla 4-2 Coeficiente de corrección, σ

Altura (m)	Sin obstrucción (Categoría A)	Obstrucción baja (Categoría B)	Zona edificada (Categoría C)
5	0.91	0.86	0.80
10	1.00	0.90	0.80
20	1.06	0.97	0.88
40	1.14	1.03	0.96
80	1.21	1.14	1.06
150	1.25	1.22	1.15

Fuente: (NEC Capítulo 1, 2011, pág. 11)

Nota: Categoría A: Edificios frente al mar, zonas rurales o espacios abiertos sin obstáculos topográficos.
 Categoría B: Edificios en zonas suburbanas con edificación de baja altura, promedio hasta 10m.
 Categoría C: Zonas urbanas con edificios de altura.

Al tratarse de una edificación de menos de 10 m de altura y sin obstrucción del viento, se tomó el valor de 1.00 para el coeficiente de corrección.

El coeficiente de entorno / altura c_e se lo toma de la siguiente tabla:

Tabla 4-3 Coeficiente de entorno / altura, c_e

Descripción	Valor
Elementos situados en patios interiores, cuyo ancho es inferior a la altura del edificio y sin conexión con el espacio exterior por su parte inferior, así como ventanas interiores (en el caso de que se dispongan dobles ventanas)	0.3
Elementos en fachadas protegidas en edificios alineados en calles rectas, a una distancia de la esquina, mayor que la altura de la edificación, en bloques exentos en la parte central de una fachada, de longitud mayor que el doble de la altura o en patios abiertos a fachadas o patios de manzana	0.8
Elementos en fachadas expuestas en edificaciones aisladas o fachadas de longitud menor que el doble de la altura	1.3
Elementos en fachadas muy expuestas, situados al borde de la orilla de lagos o del mar, próximos a escarpaduras, laderas de fuerte inclinación, desfiladeros, y otros	1.5

Fuente: (NEC Capítulo 1, 2011, pág. 13)

Se tomó dicho coeficiente con un valor de 1.3 puesto a que el proyecto del Mercado de Guayllabamba pertenece al grupo propuesto por la NEC-11 de “Elementos en fachadas expuestas en edificaciones aisladas o fachadas de longitud menor que el doble de altura”.

El coeficiente de forma, c_f , se tomó de la siguiente tabla propuesta por la NEC-11:

Tabla 4-4 Coeficiente de forma, c_f

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

Fuente: (NEC Capítulo 1, 2011, págs. 12,13)

Nota: El signo positivo (+) indica presión.
El signo negativo (-) indica succión.

Se tiene:

$$P = \frac{1}{2} * 1.25 \frac{kg}{m^3} * \left(21 \frac{m}{s}\right)^2 * 1.3 * 0.3 = 107.49 \frac{N}{m^2} = 10.96 \frac{kgf}{m^2}$$

$$P = \frac{1}{2} * 1.25 \frac{kg}{m^3} * \left(21 \frac{m}{s}\right)^2 * 1.3 * -0.6 = -214.99 \frac{N}{m^2} = -21.94 \frac{kgf}{m^2}$$

De esta manera se tienen todos los datos necesarios para calcular la presión del viento, la cual resulta en 11 Kg/m² a compresión y en 22 Kg/m² a succión, aproximadamente.

Se toma el valor más crítico que es el de 22 Kg/m² y se puede observar que no es muy lejano al valor de 22.28 Kg/m² que produjo el Simulador de cargas de viento del programa Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015.

También es preciso señalar que el valor límite de 22.28 Kg/m² es instantáneo, y se da solo en lugares críticos, como se mostró en los gráficos de la cubierta.

Los valores obtenidos se compararon con el peso propio de la cubierta metálica, puesto a que esta es la única fuerza fija para contrarrestar la presión o succión que genere el viento.

El peso total de la cubierta metálica es de aproximadamente 30 toneladas, y el área es de unos 1400 m², por lo que la presión que genere será de aproximadamente 21.43 Kg/m². En el caso de generarse una carga mayor a la del peso propio también se puede considerar la contribución de resistencia por anclajes y pernos que se colocarán en la cubierta.

4.2.4 Modelamiento de la Estructura en hormigón armado de las plantas del Mercado de Guayllabamba

Planta General: Posteriormente, se acopló el modelo de la cubierta metálica a la planta general para diseñar los elementos de hormigón armado de la misma. La combinación crítica de la planta general fue 1.2 D (Carga Muerta) + 1.6 L (Carga Viva):

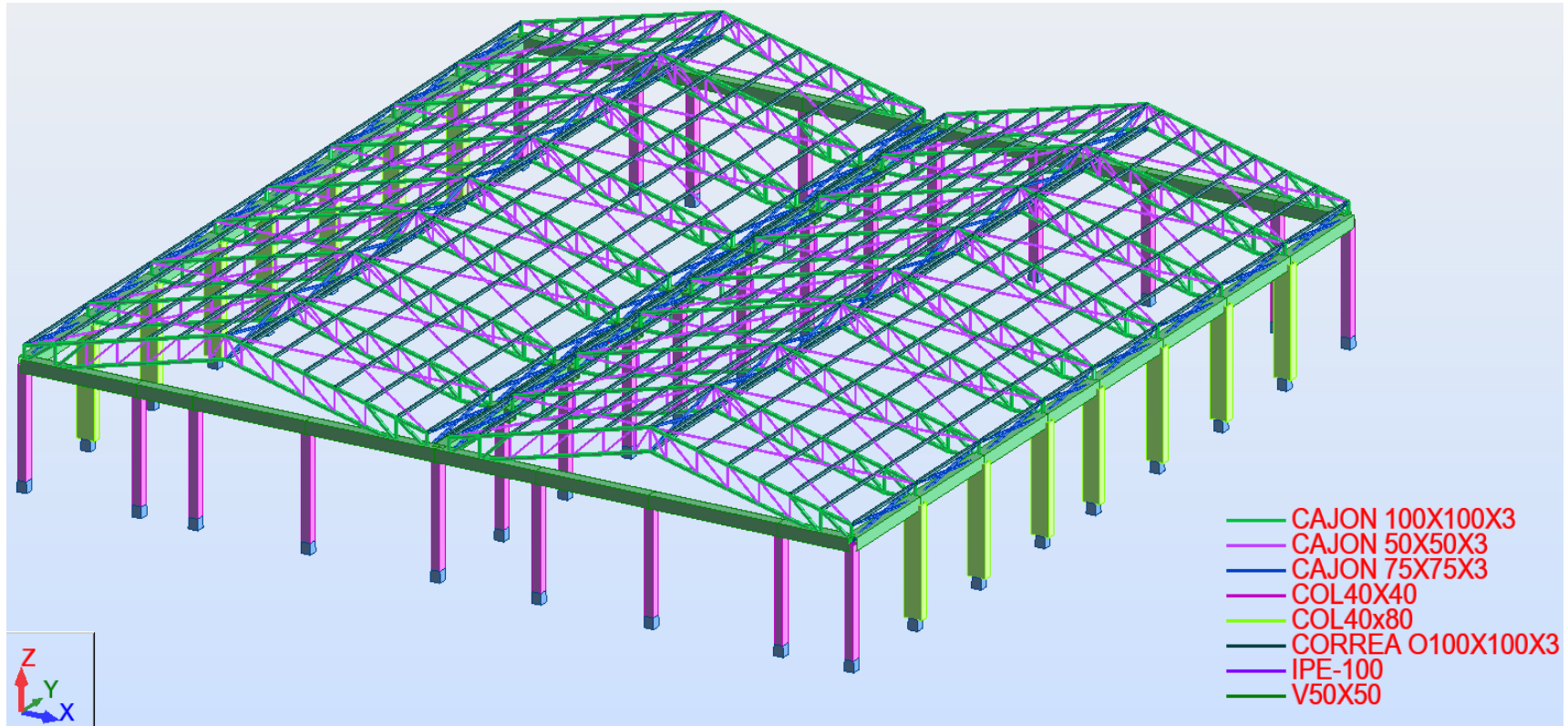


Figura 4-19 Planta General
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

Vista frontal de la planta general

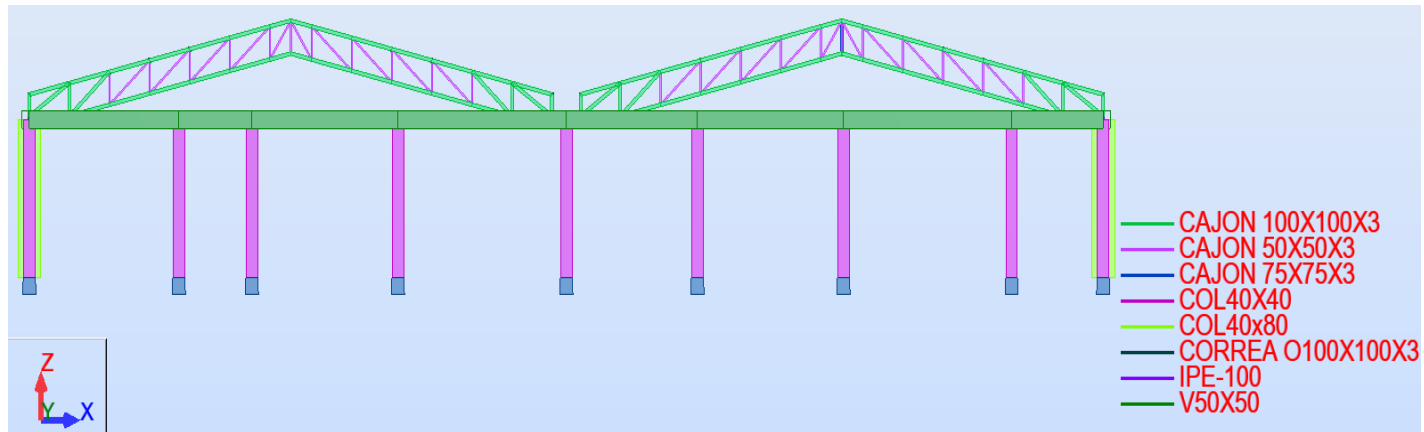


Figura 4-20 Planta General Vista Frontal
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

Vista lateral de la planta general

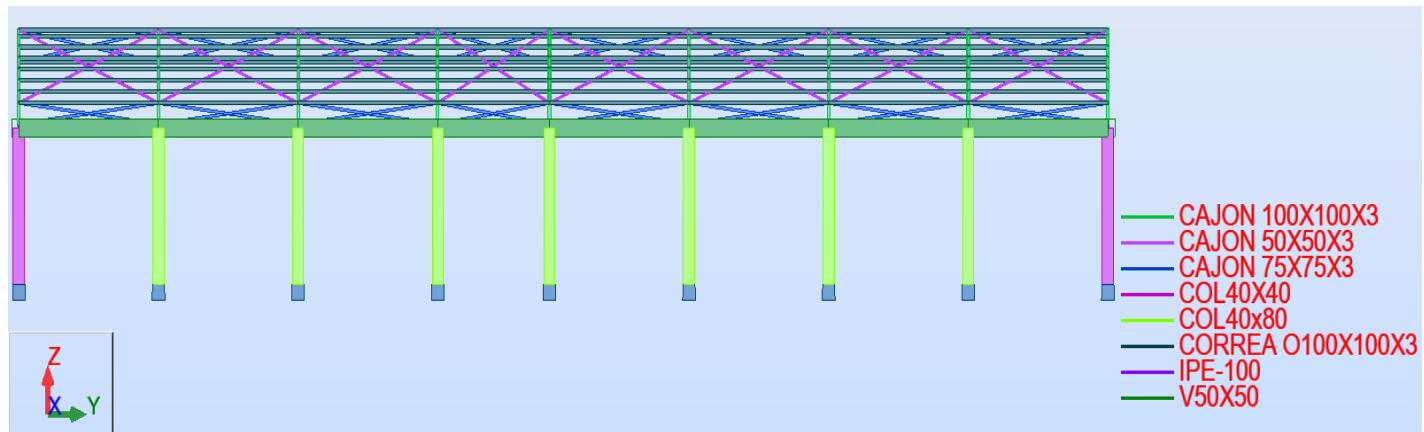


Figura 4-21 Planta General Vista Lateral
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

Planta 1 - La combinación crítica en esta planta fue 1.2 D (Carga Muerta) + 1.0 E (Carga por Sismo) + 1.0 L (Carga Viva):

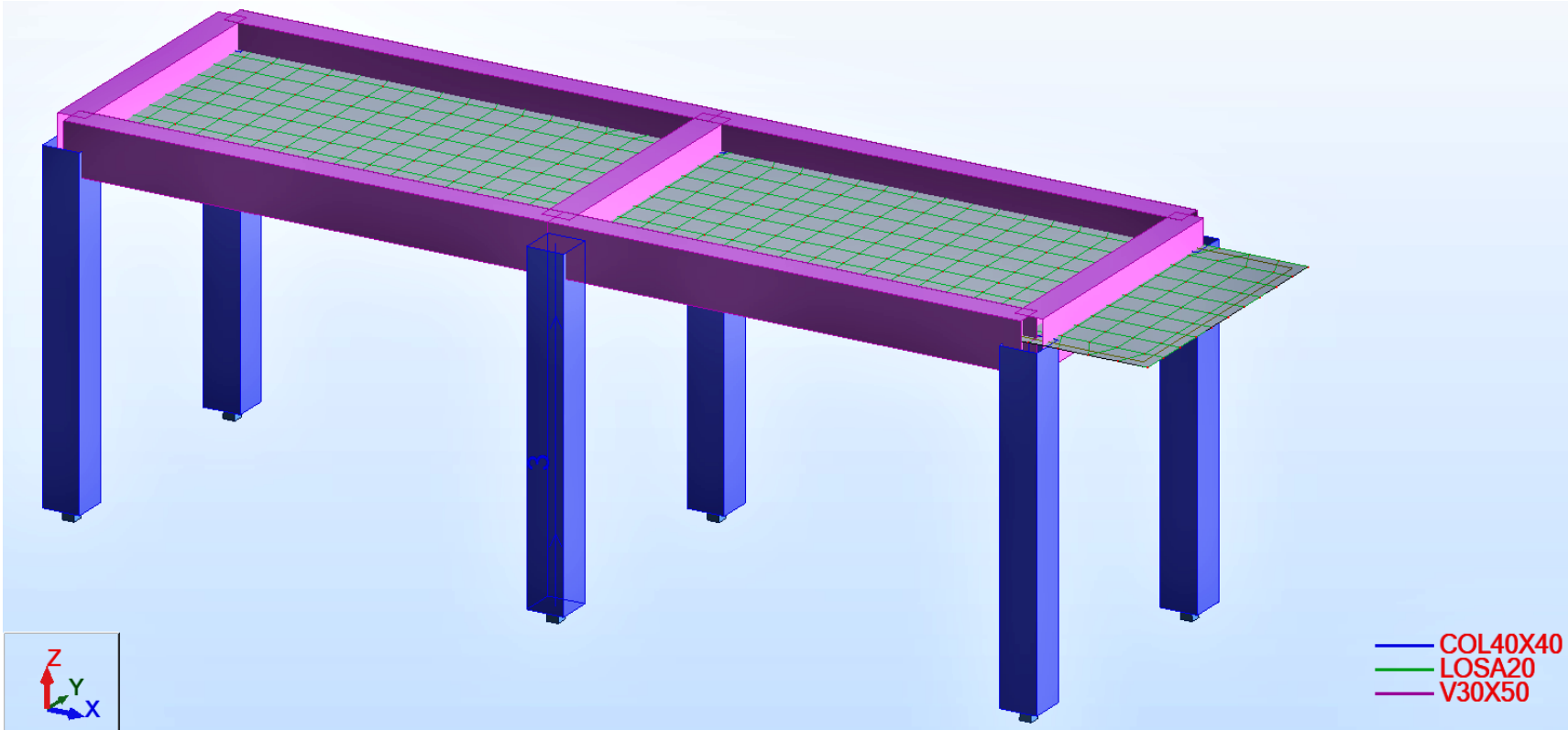


Figura 4-22 Planta 1 – Vista en tres dimensiones
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

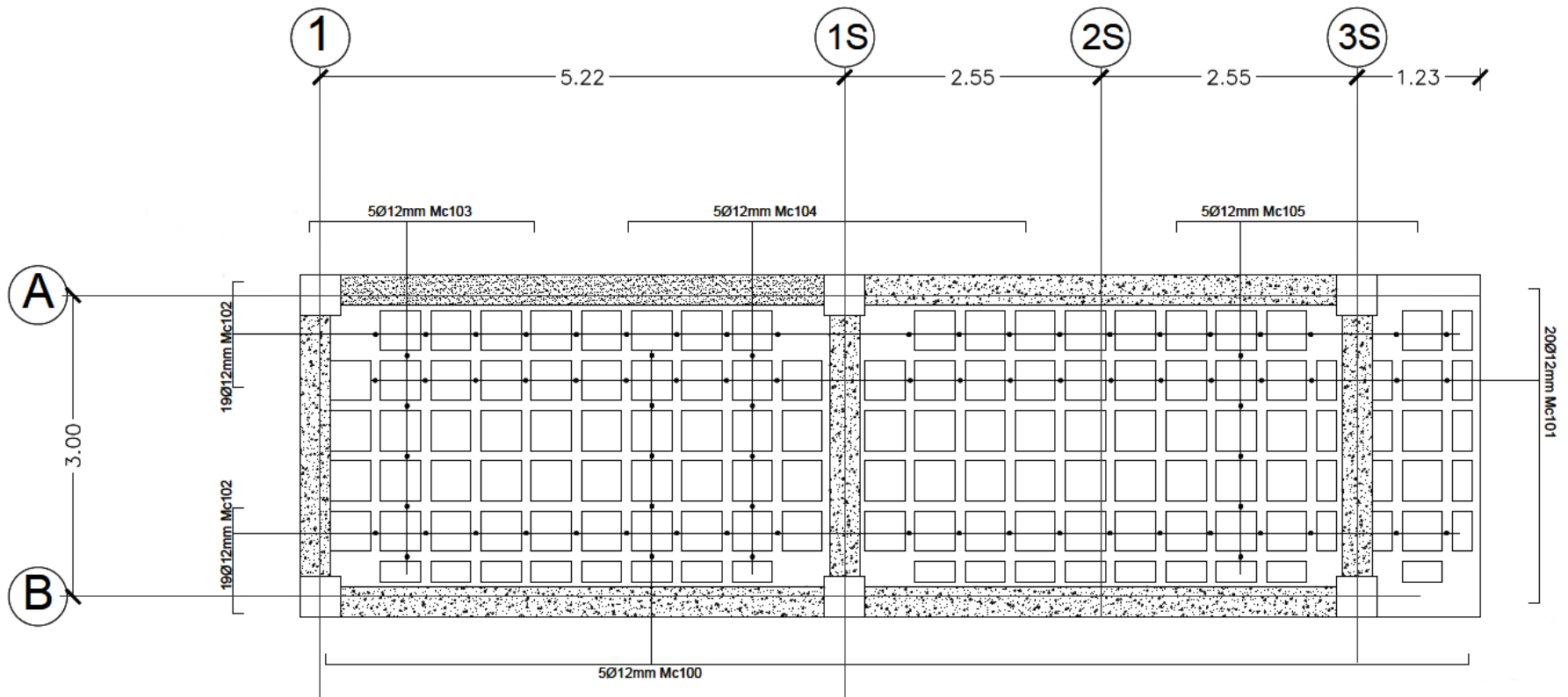


Figura 4-23 Planta 1 – Vista en planta
 Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

Planta 2 - La combinación crítica en esta planta fue 1.2 D (Carga Muerta) + 1.0 E (Carga por Sismo) + 1.0 L (Carga Viva):

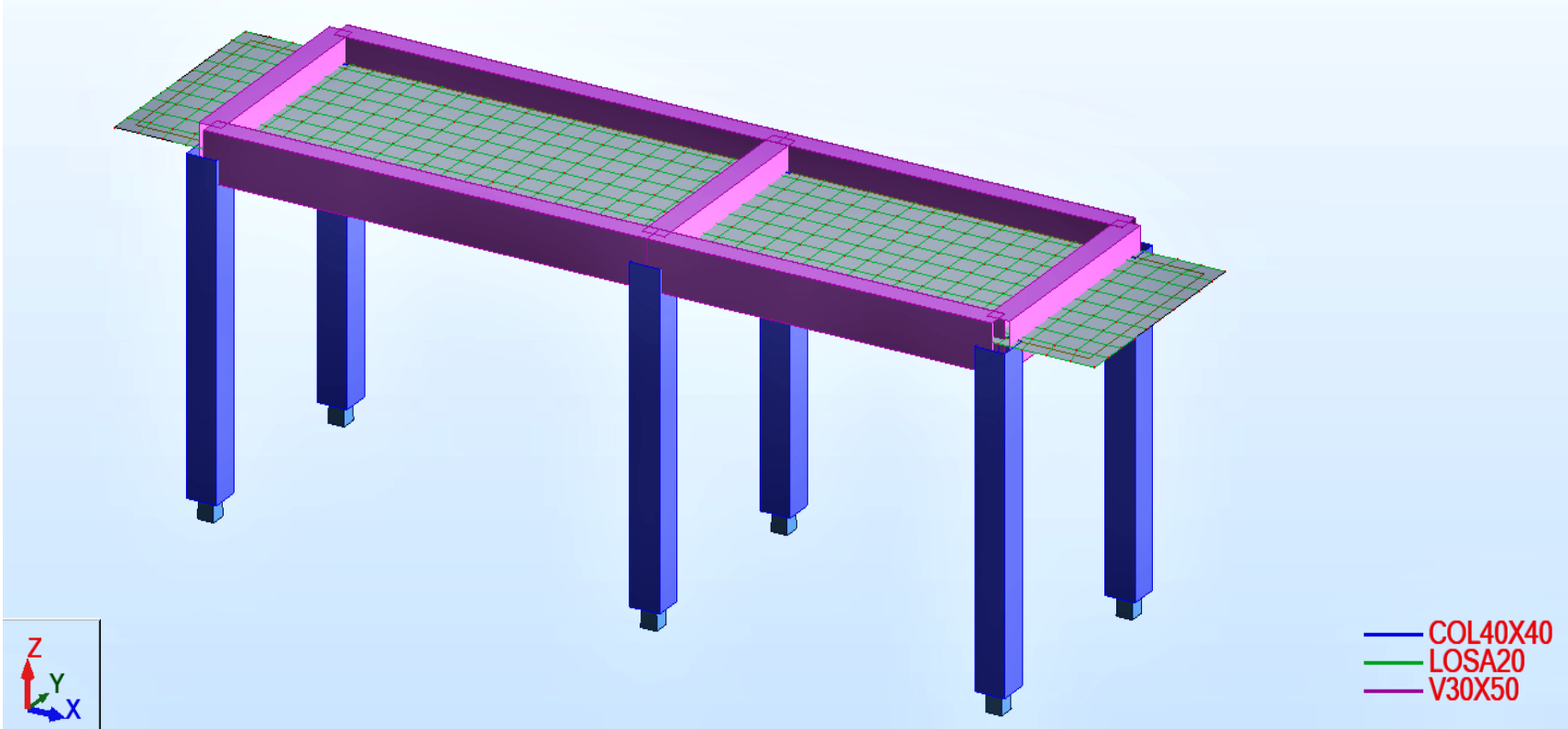


Figura 4-24 Planta 2 – Vista en tres dimensiones
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

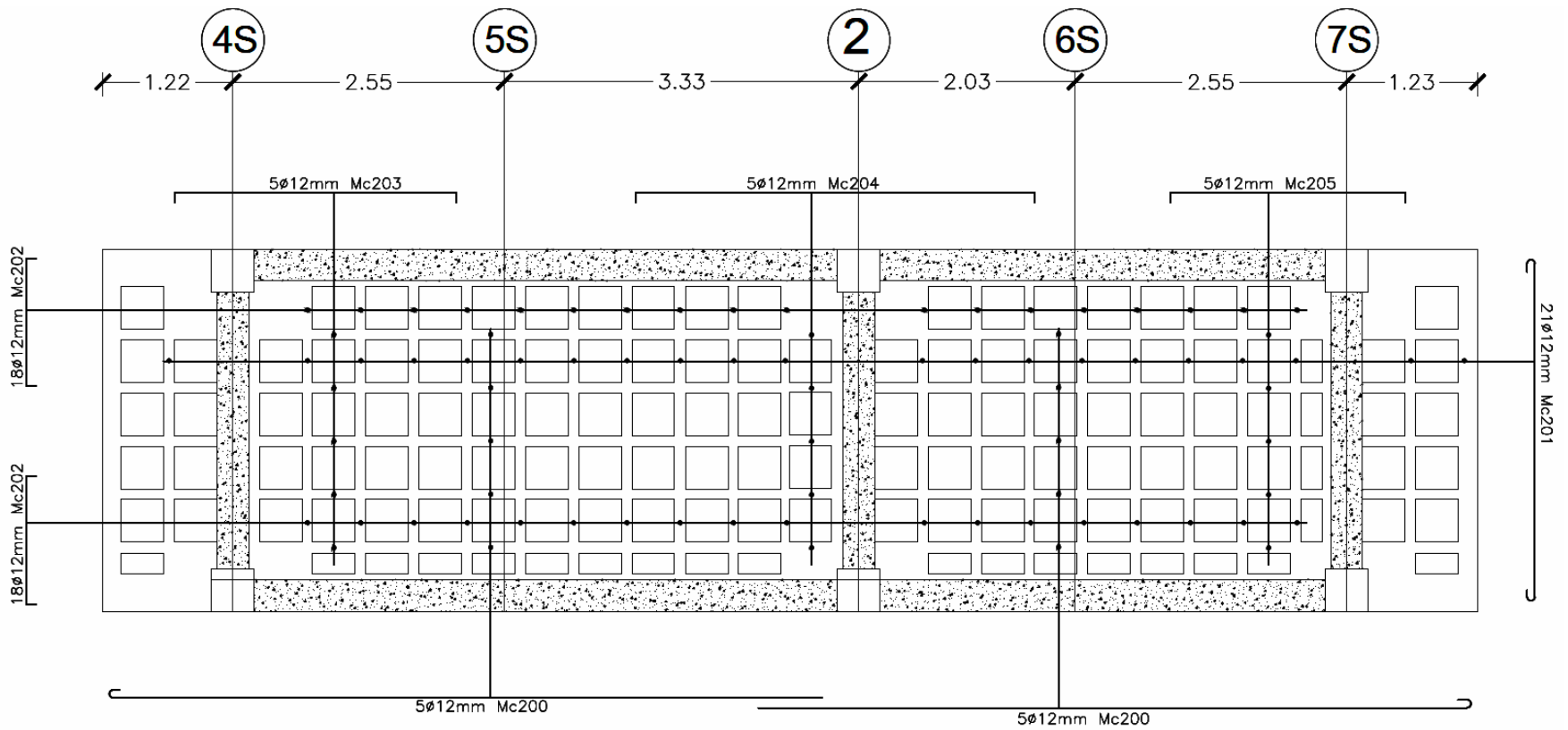


Figura 4-25 Planta 2 – Vista en planta
 Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

Planta 3 - La combinación crítica en esta planta fue 1.2 D (Carga Muerta) + 1.0 E (Carga por Sismo) + 1.0 L (Carga Viva):

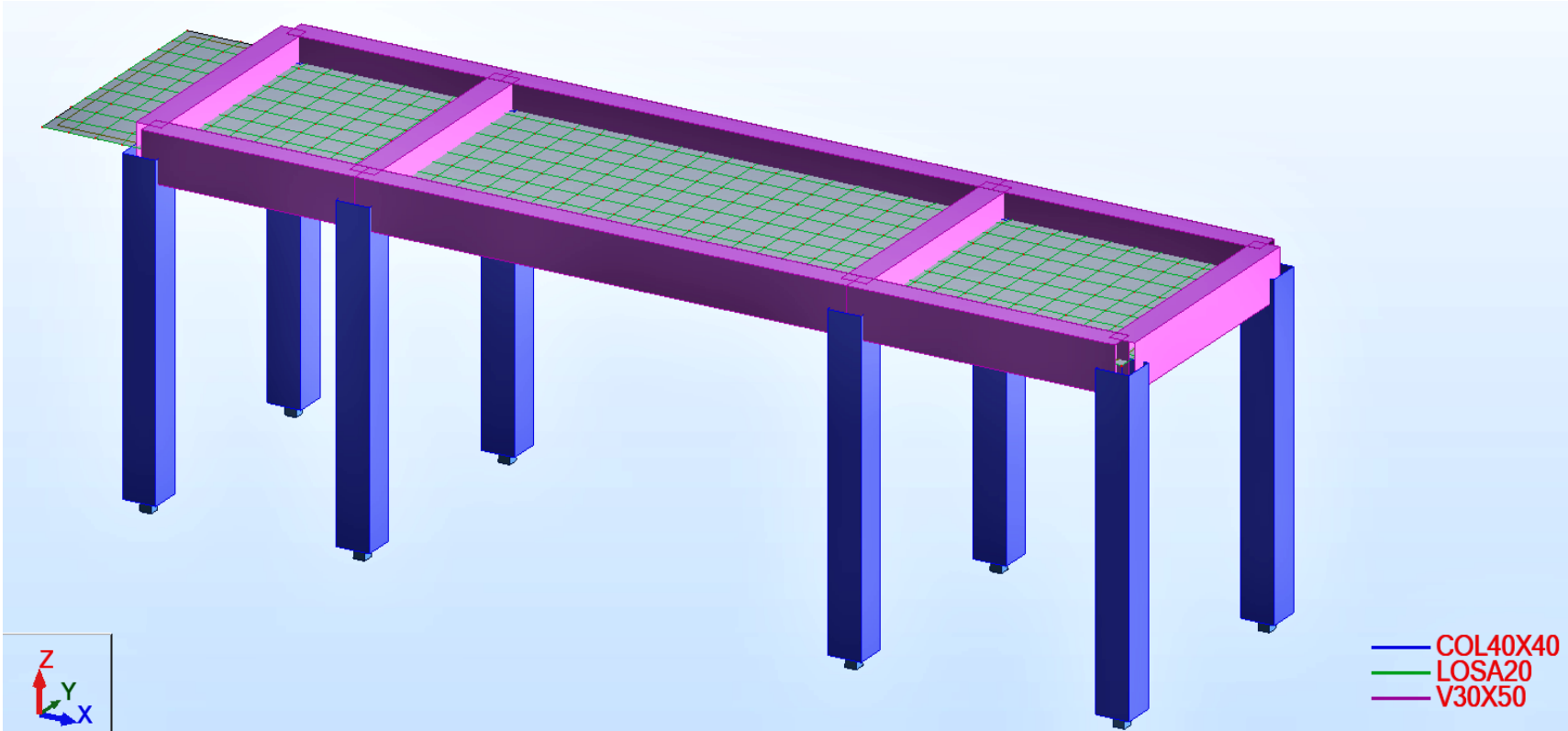


Figura 4-26 Planta 3 – Vista en tres dimensiones
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

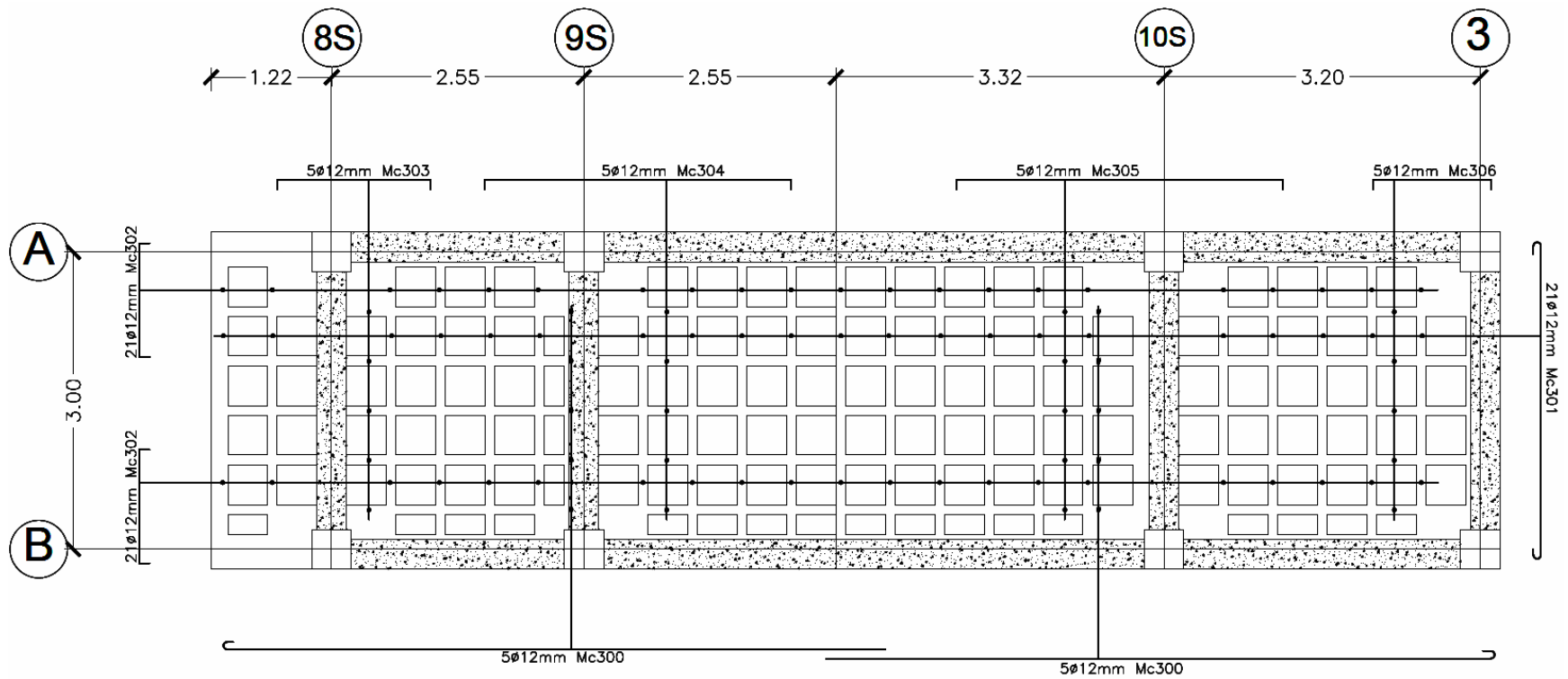


Figura 4-27 Planta 3 – Vista en planta
 Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

Planta 4 - La combinación crítica en esta planta fue 1.2 D (Carga Muerta) + 1.0 E (Carga por Sismo) + 1.0 L (Carga Viva):

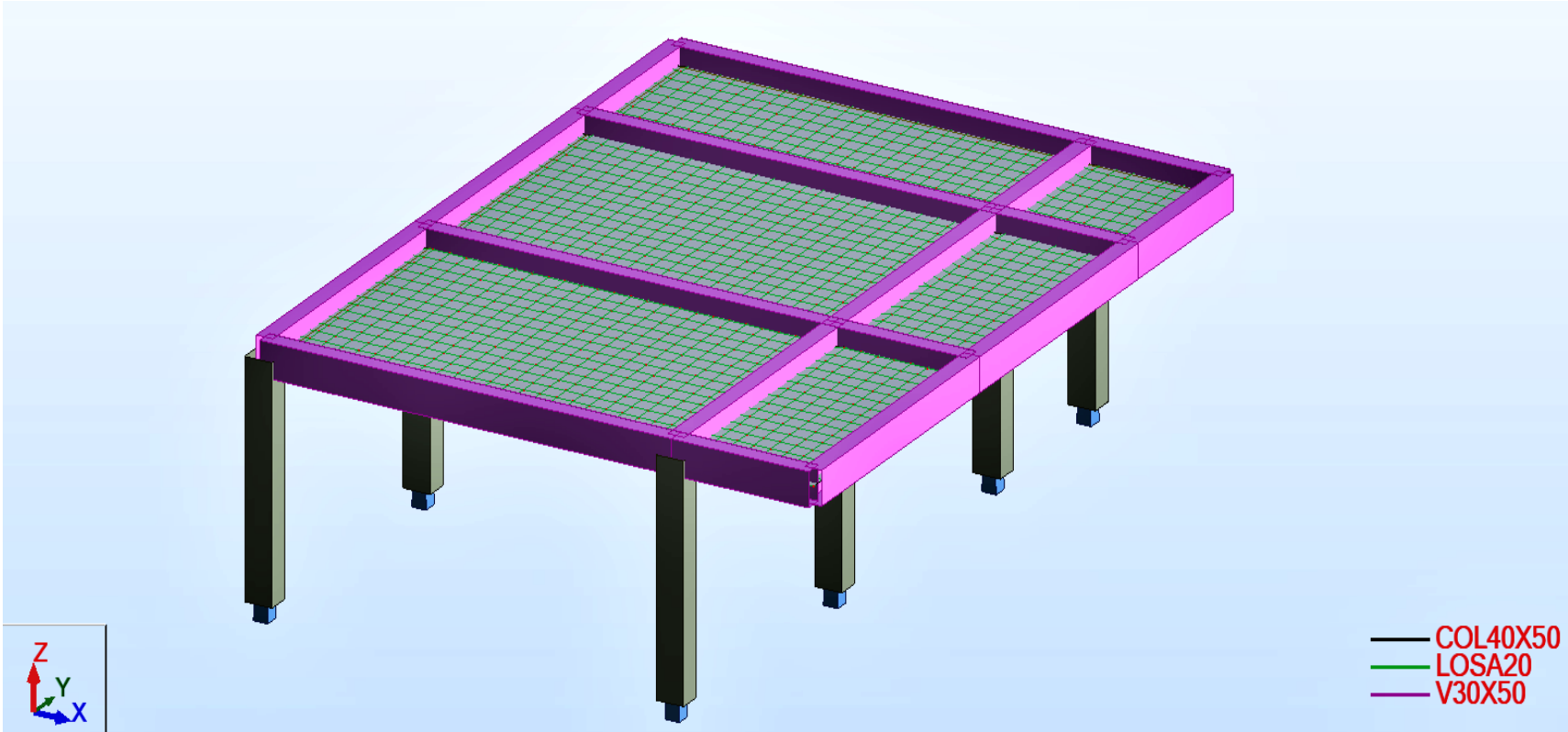


Figura 4-28 Planta 4 – Vista en tres dimensiones
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

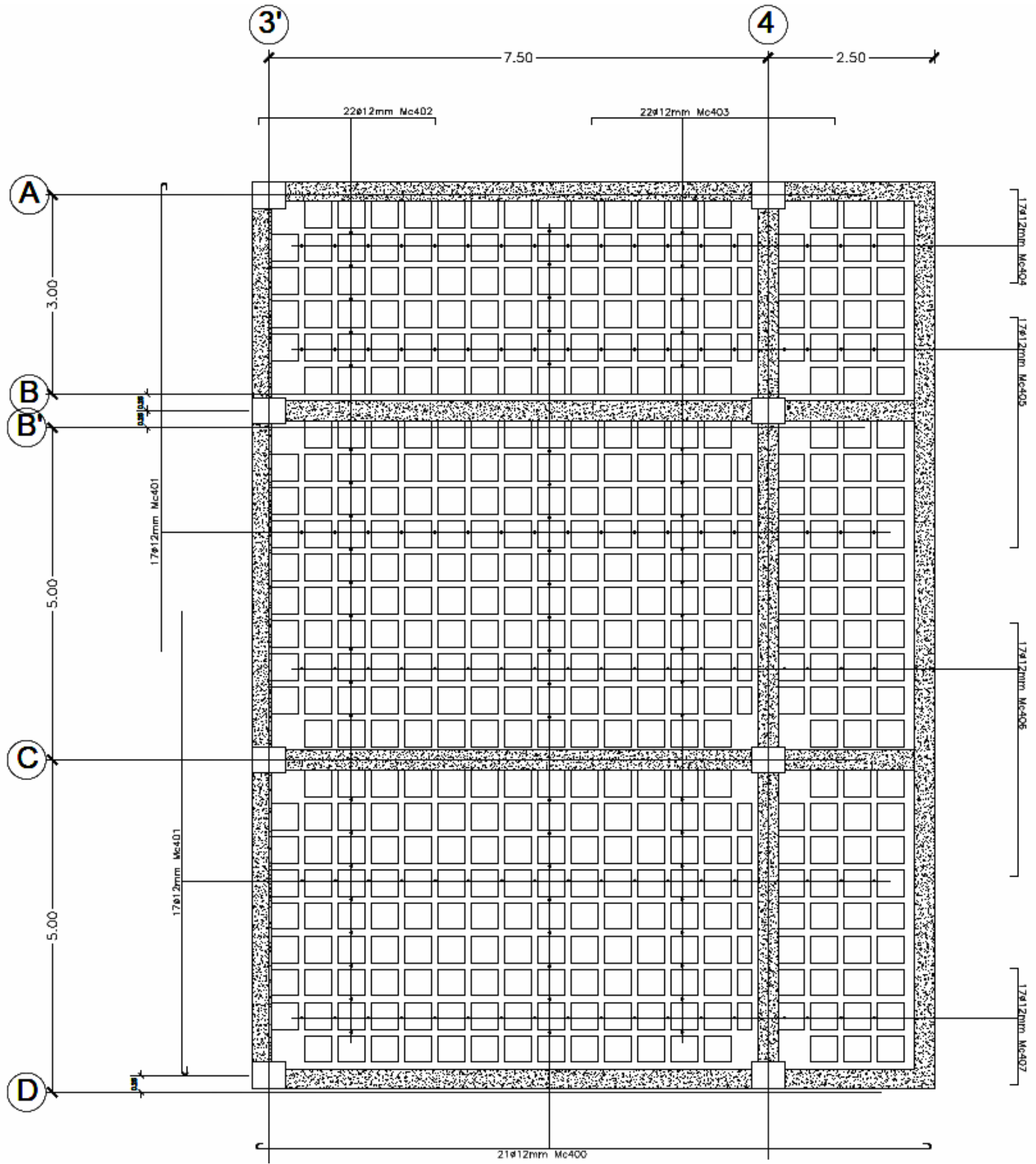


Figura 4.29 Planta 4 – Vista en planta
 Fuente: Adrián Jarín y Cristian Romo

Planta 5 - La combinación crítica en esta planta fue 1.2 D (Carga Muerta) + 1.0 E (Carga por Sismo) + 1.0 L (Carga Viva):

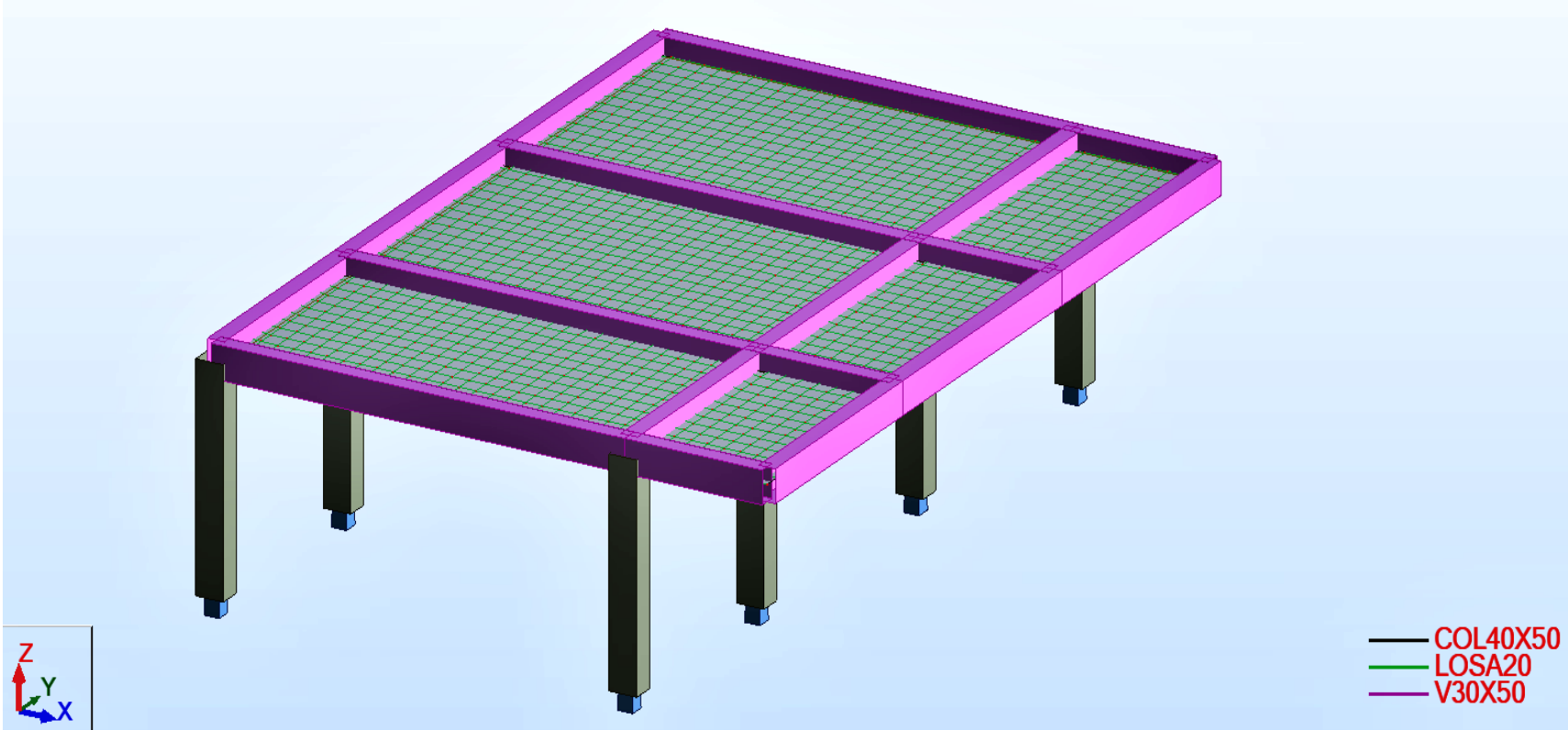


Figura 4-30 Planta 5 – Vista en tres dimensiones
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

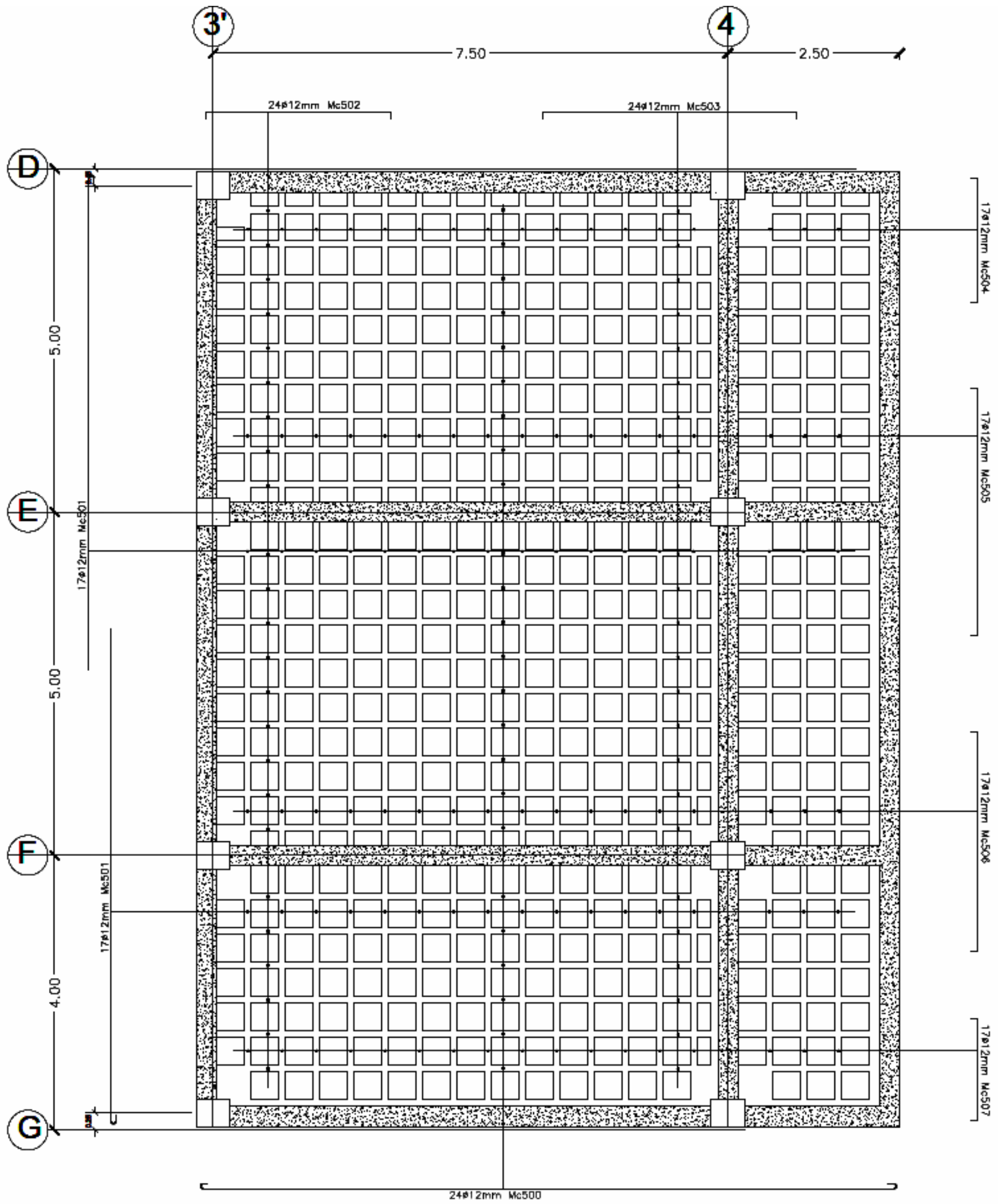


Figura 4-31 Planta 5—Vista en planta
Fuente: Adrián Jamny y Cristian Romo

Planta 6 - La combinación crítica en esta planta fue 1.2 D (Carga Muerta) + 1.0 E (Carga por Sismo) + 1.0 L (Carga Viva):

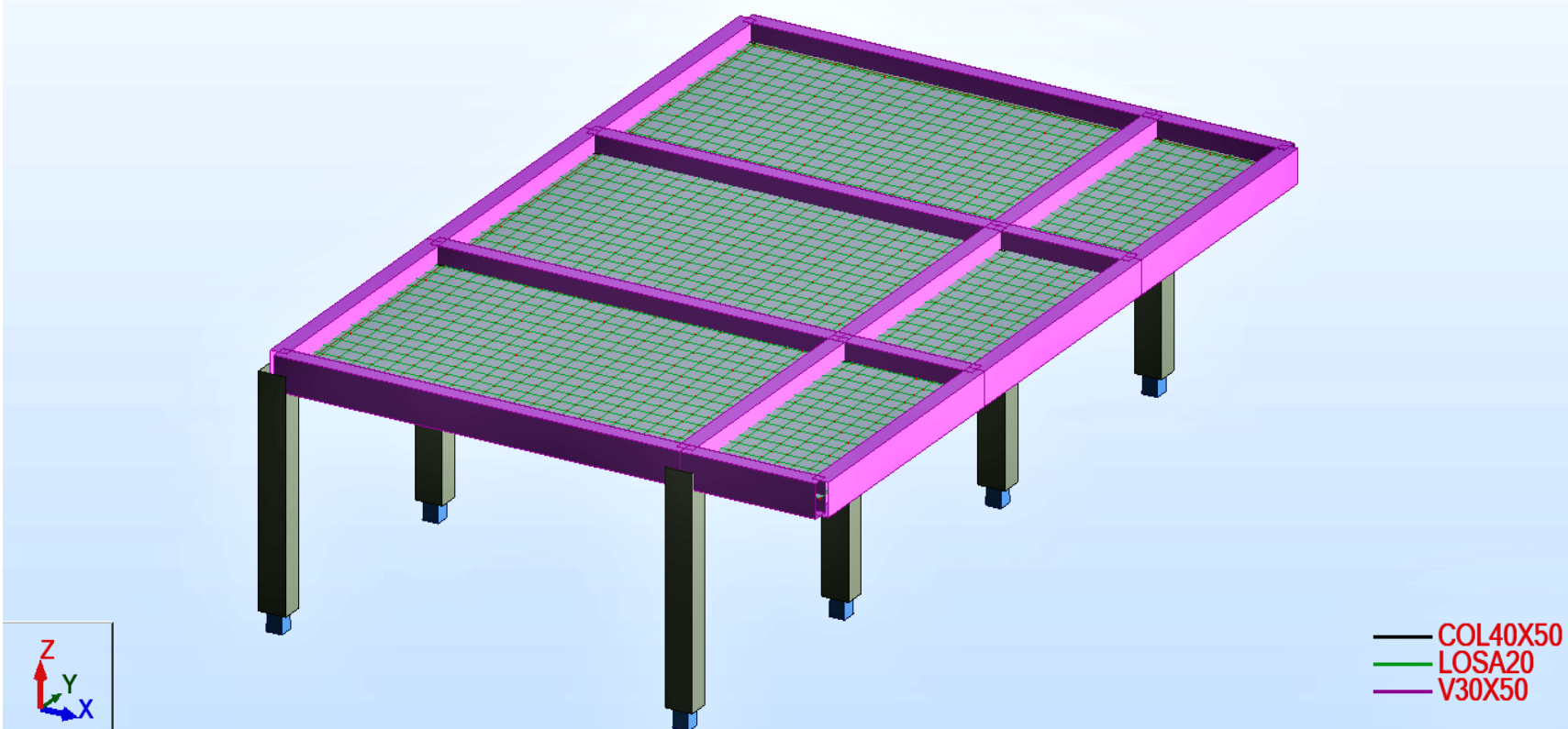


Figura 4-32 Planta 6 – Vista en tres dimensiones
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

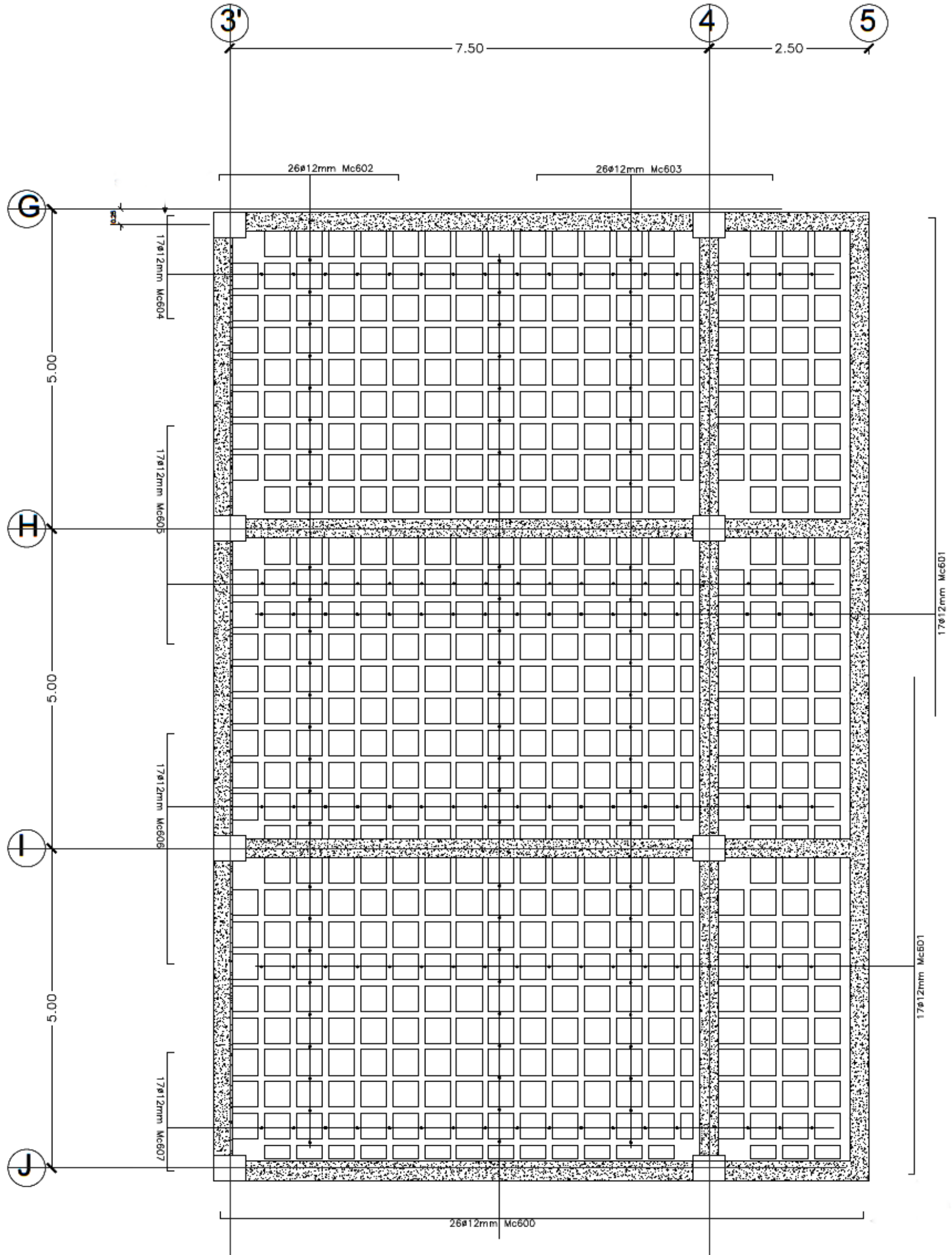


Figura 4.33 Planta 6—Vista en planta
 Fuente: Adrián Jamín y Cristian Romo

Planta 7 - La combinación crítica en esta planta fue 1.2 D (Carga Muerta) + 1.0 E (Carga por Sismo) + 1.0 L (Carga Viva):

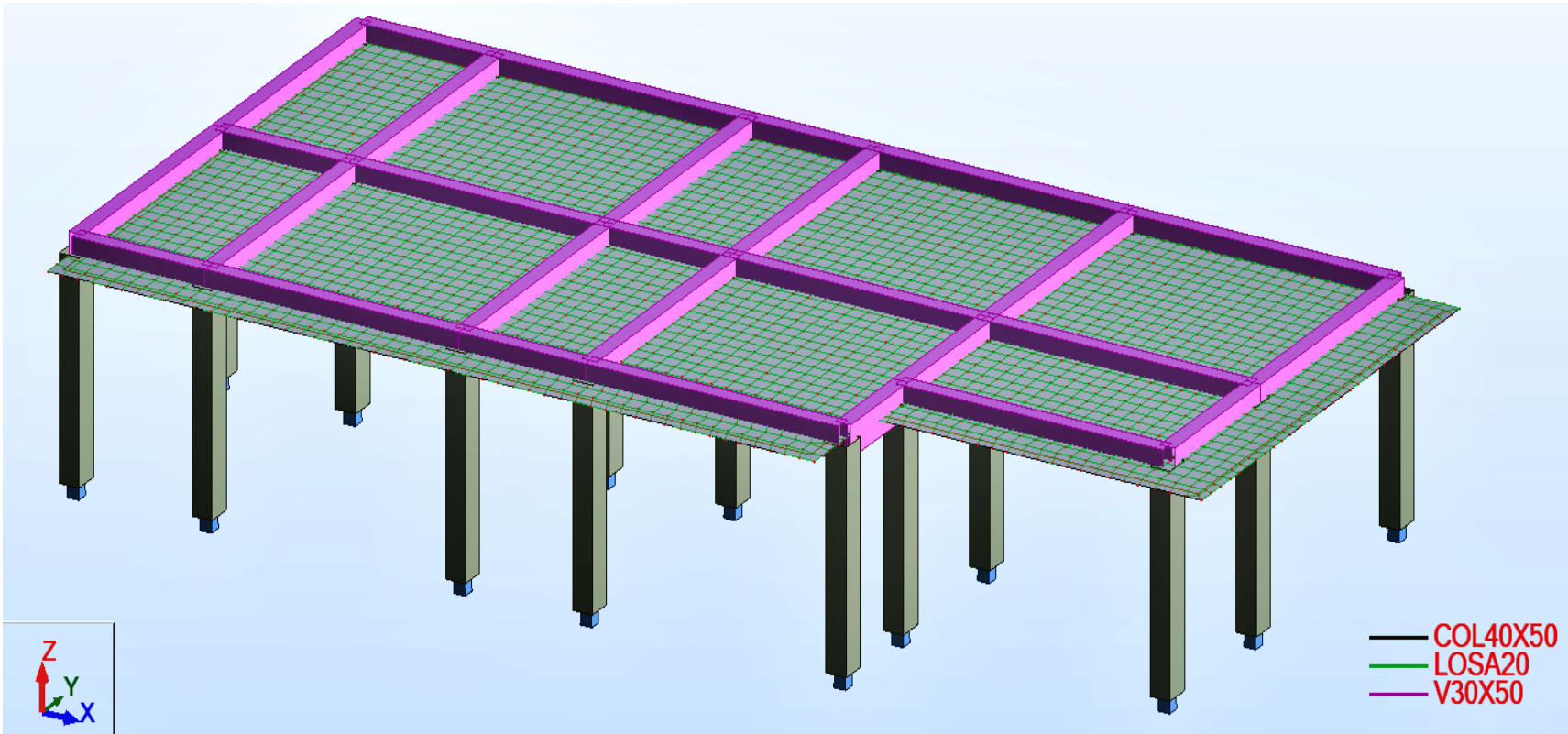


Figura 4-34 Planta 7 – Vista en tres dimensiones
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

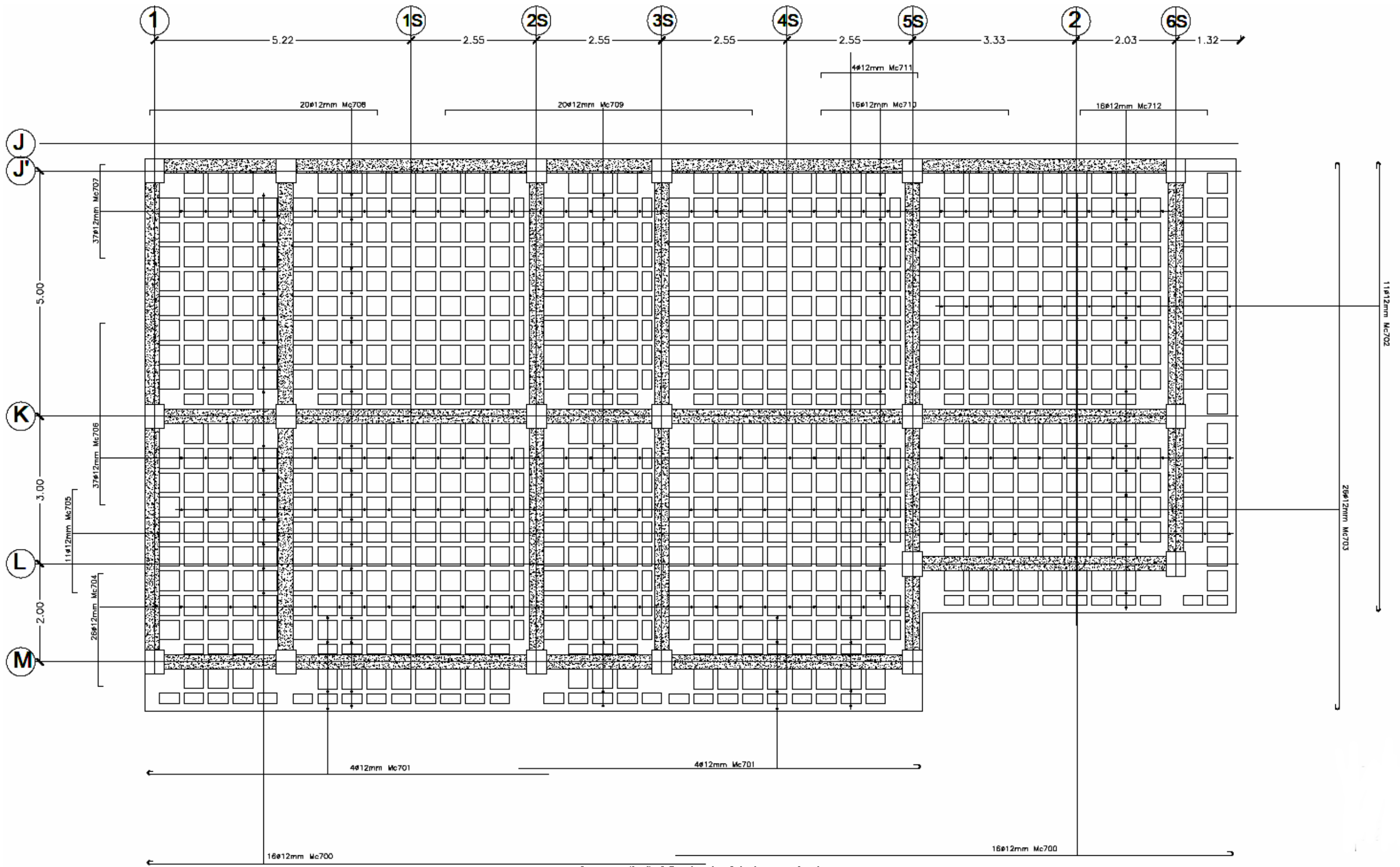


Figura 4-55 Planta / - Vista en planta
 Fuente: Adrián Jamín y Cristian Romo

Planta 8 - La combinación crítica en esta planta fue 1.2 D (Carga Muerta) + 1.0 E (Carga por Sismo) + 1.0 L (Carga Viva):

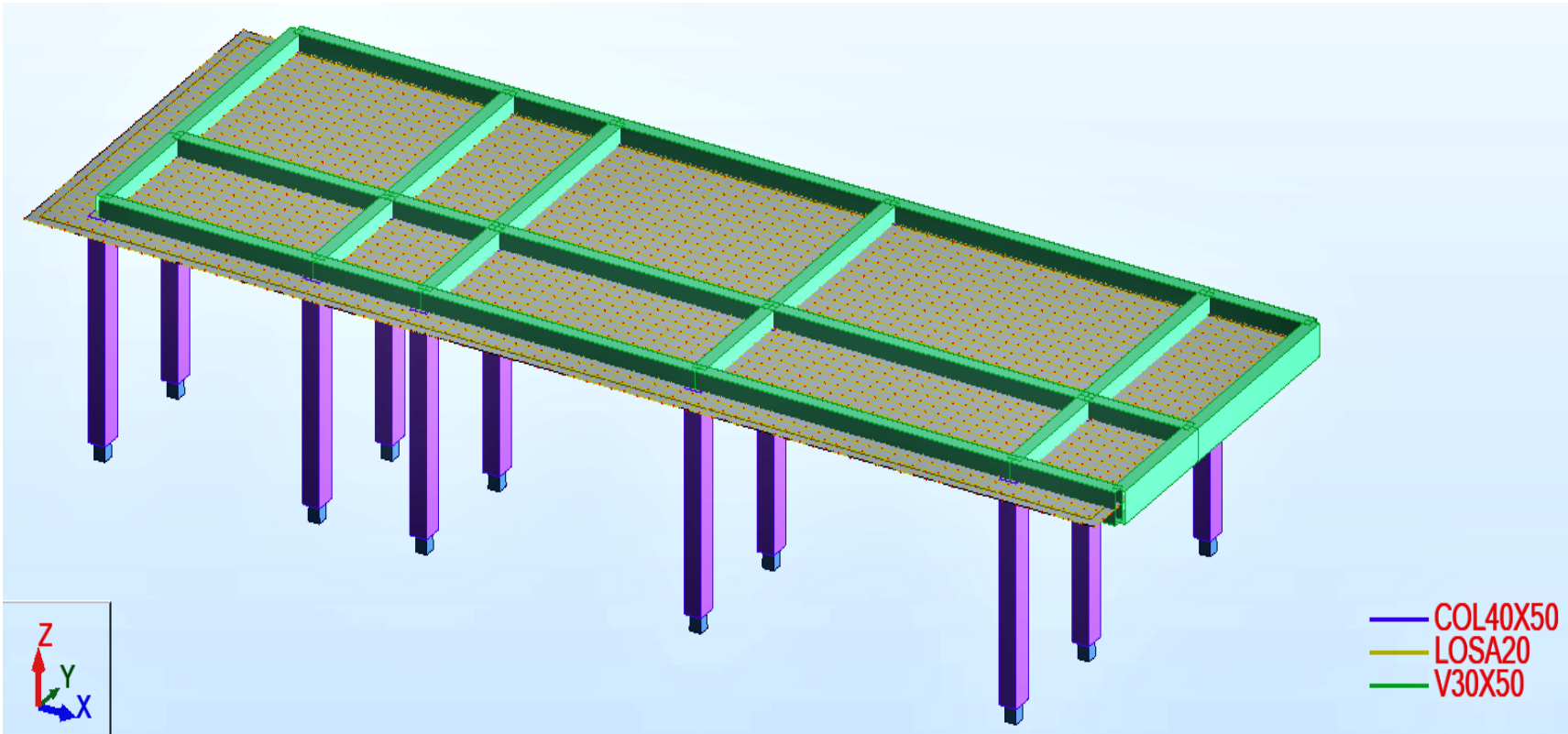


Figura 4-36 Planta 8 – Vista en tres dimensiones
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo



Figura 4-37 Planta 8 – Vista en planta
Fuente: Adrián Jamín y Cristian Romo

El mercado se diseñará en hormigón armado con pórticos resistentes a momento, la planta central estará cubierta por una estructura metálica, mientras que las estructuras aledañas estarán cubiertas con losas de hormigón armado.

El modelo de cada estructura se lo realizó en el programa Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015, del cual se obtuvieron los momentos, fuerzas cortantes y fuerzas axiales de las combinaciones más críticas.

Para el cálculo de la armadura de refuerzo en los elementos de las diferentes plantas de la estructura se utilizó el programa S-Concrete, en el cual se ingresa los momentos, fuerzas cortantes y fuerzas axiales con una sección determinada de hormigón, teniendo en cuenta que cumpla con las cuantías y espaciamientos limitantes de cada una de las normas.

De igual manera, el modelo de la estructura metálica se lo realizó en el programa Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015, del cual se obtuvieron los momentos y las fuerzas actuantes en las correas, estos datos se ingresan en el programa CFS para comprobar si la sección asumida cumple con los requisitos necesarios para un buen funcionamiento en términos de esfuerzos y deformaciones.

4.3 Resultados

4.3.1 Plintos

Se diseñó un total de 6 tipos de plinto que se dividen en 3 con pedestal (plintos tipo C1, C2 y C3) y 3 sin pedestal (plintos tipo C4, C5 y C6).

El tamaño, armado y ubicación de los mismos se describe a continuación:

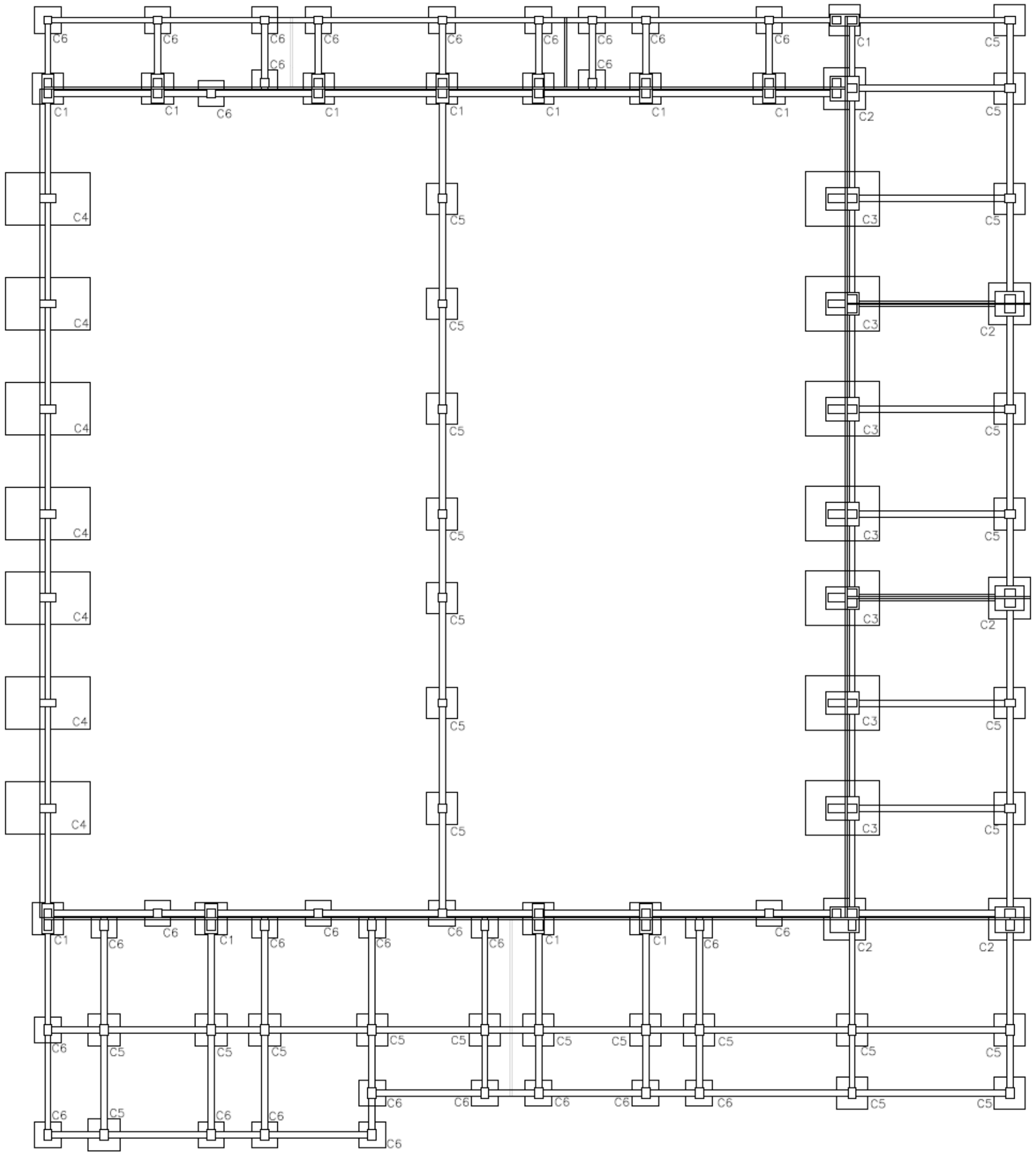


Figura 4-38 Ubicación de los tipos de plintos en las plantas del mercado
Fuente: Adrián Jamín y Cristian Remo

Plinto tipo C1

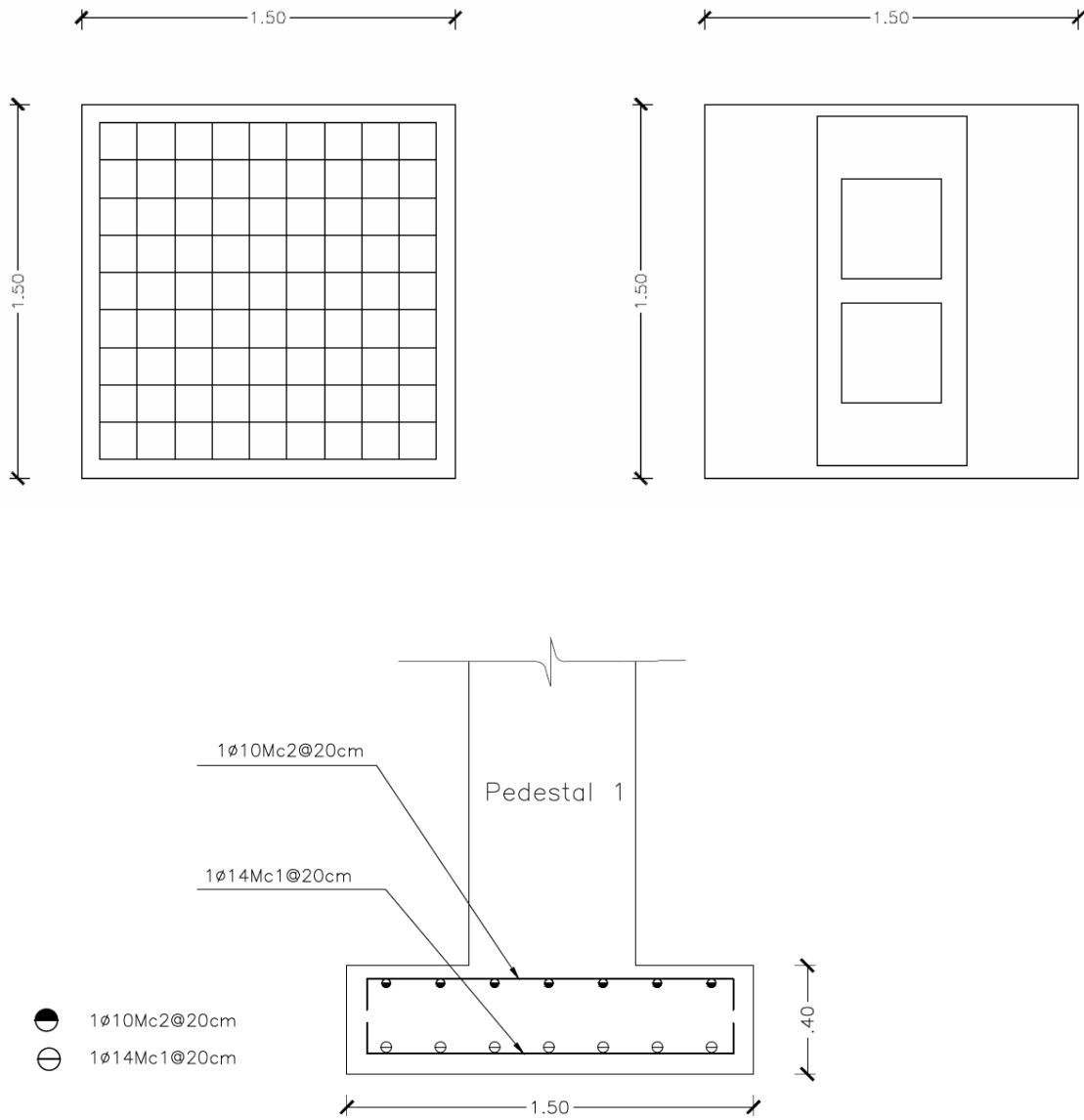


Figura 4-39 Dimensiones y armado del plinto tipo C1
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

Plinto tipo C2

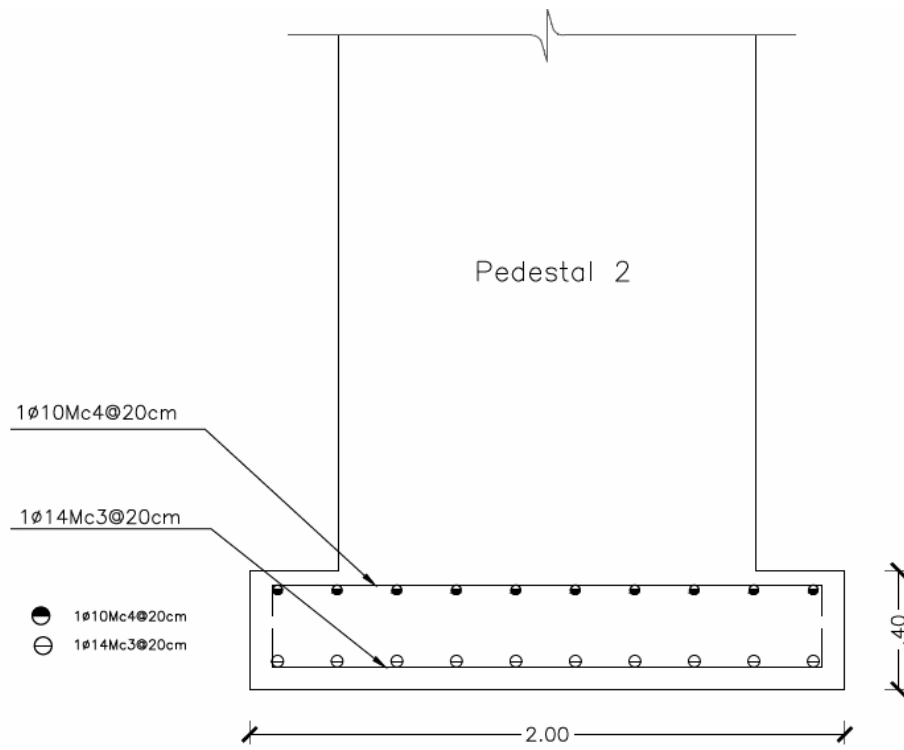
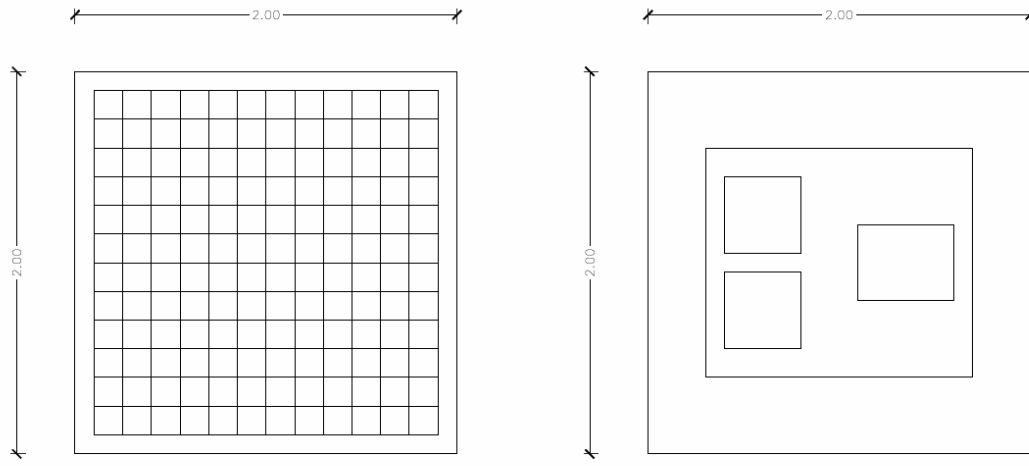


Figura 4-40 Dimensiones y armado del plinto tipo C2
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

Plinto tipo C3

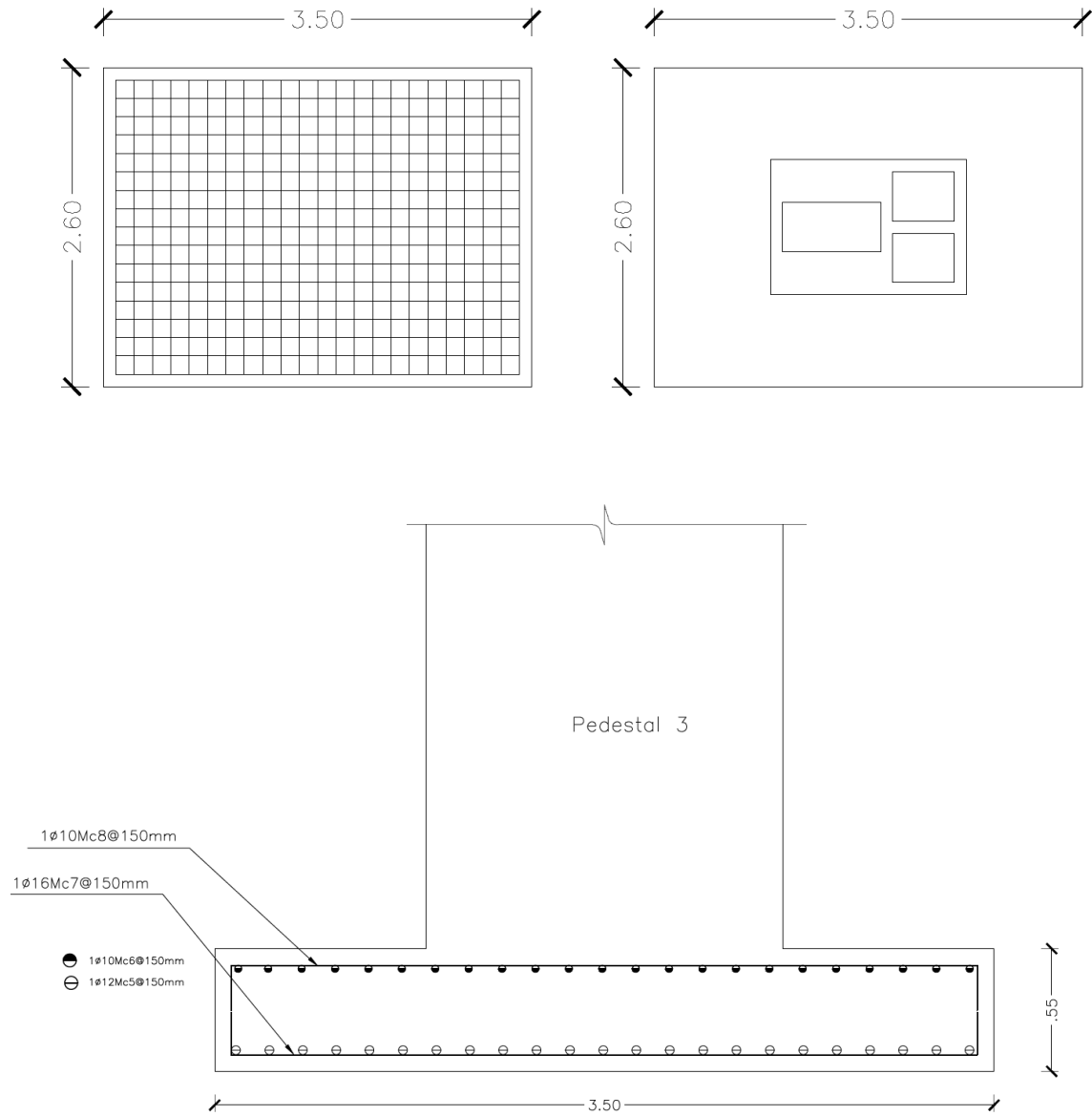


Figura 4-41 Dimensiones y armado del plinto tipo C3
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

Plinto tipo C4

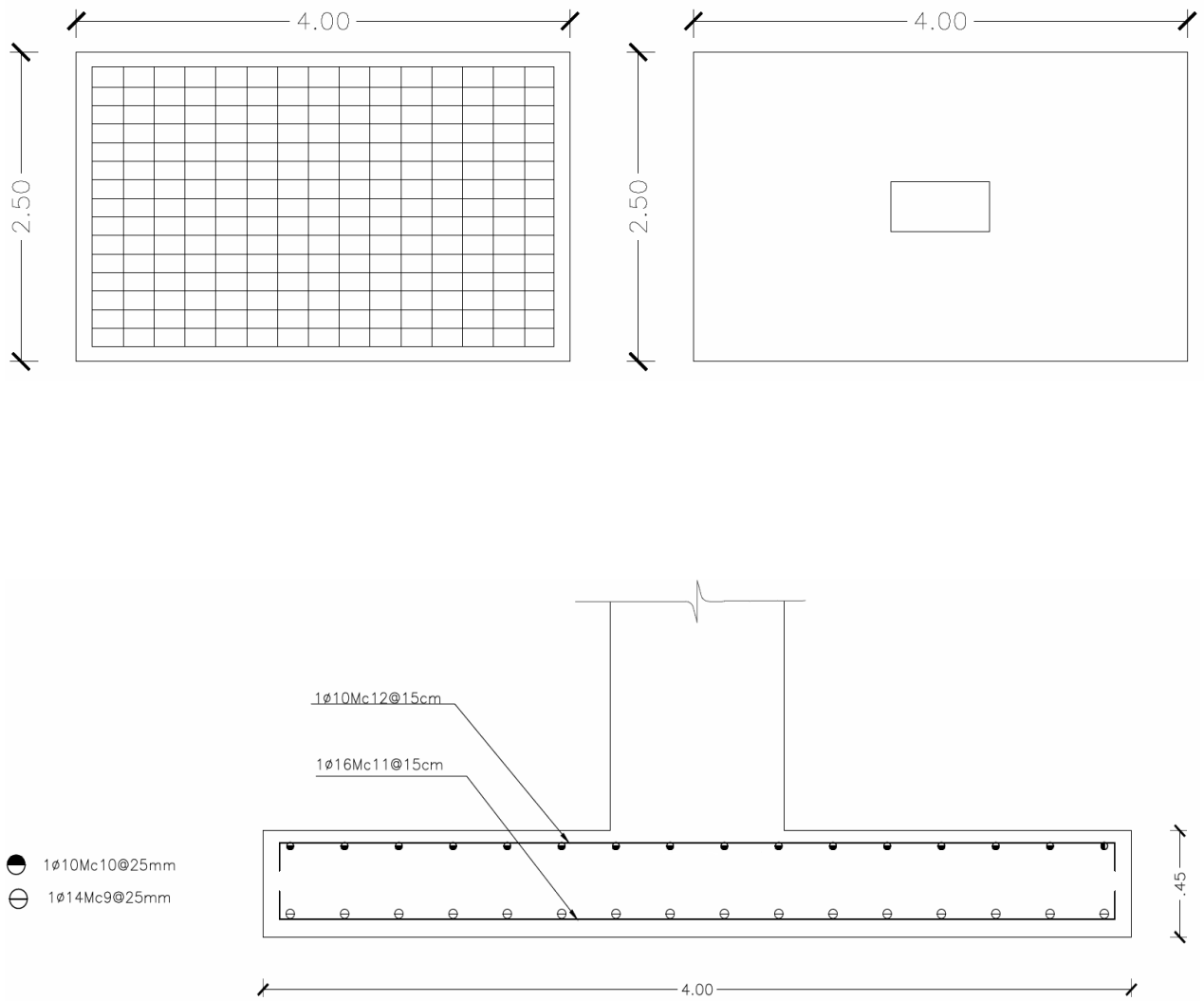


Figura 4-42 Dimensiones y armado del plinto tipo C4
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

Plinto tipo C5

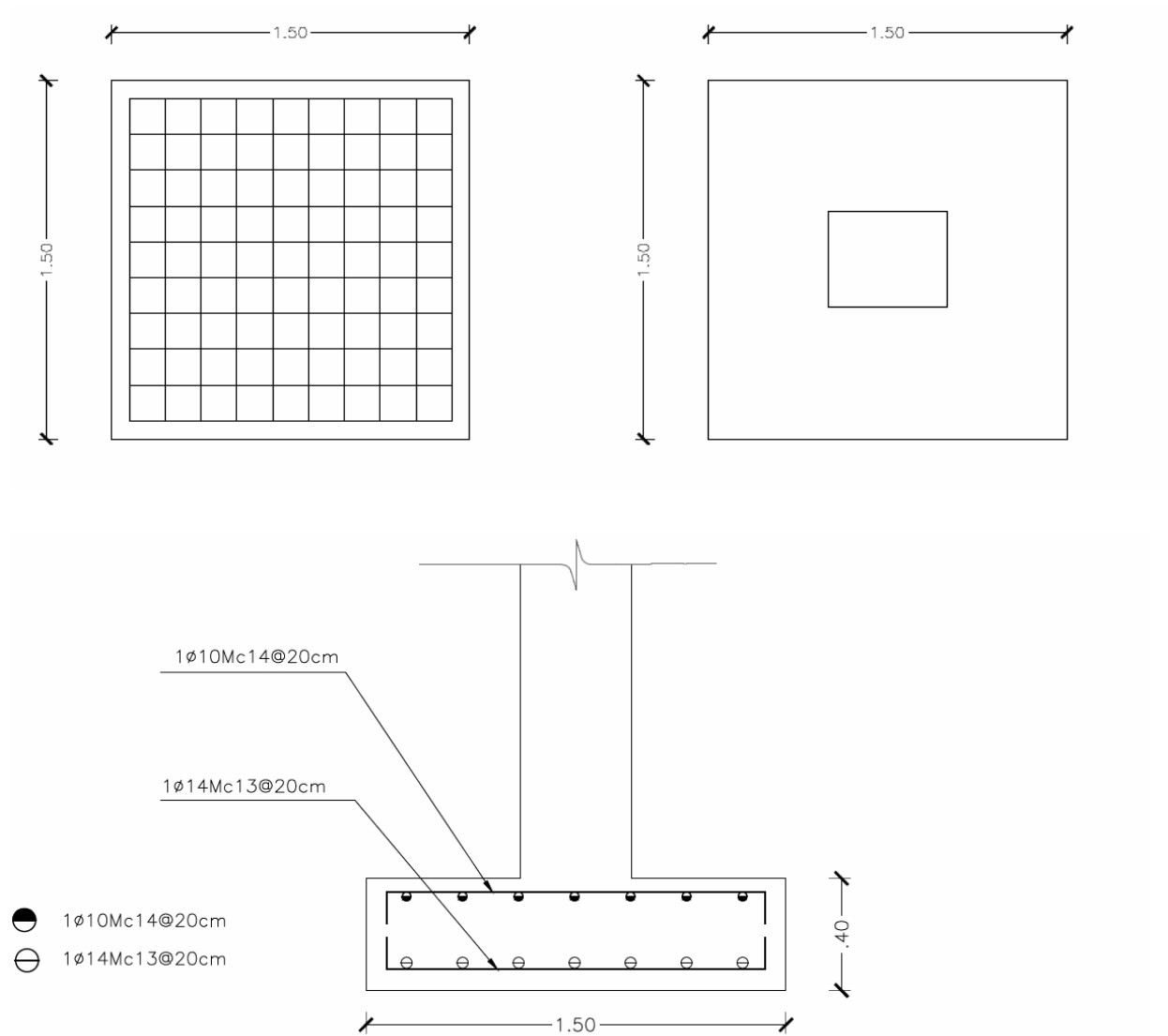


Figura 4-43 Dimensiones y armado del plinto tipo C5
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

Plinto tipo C6

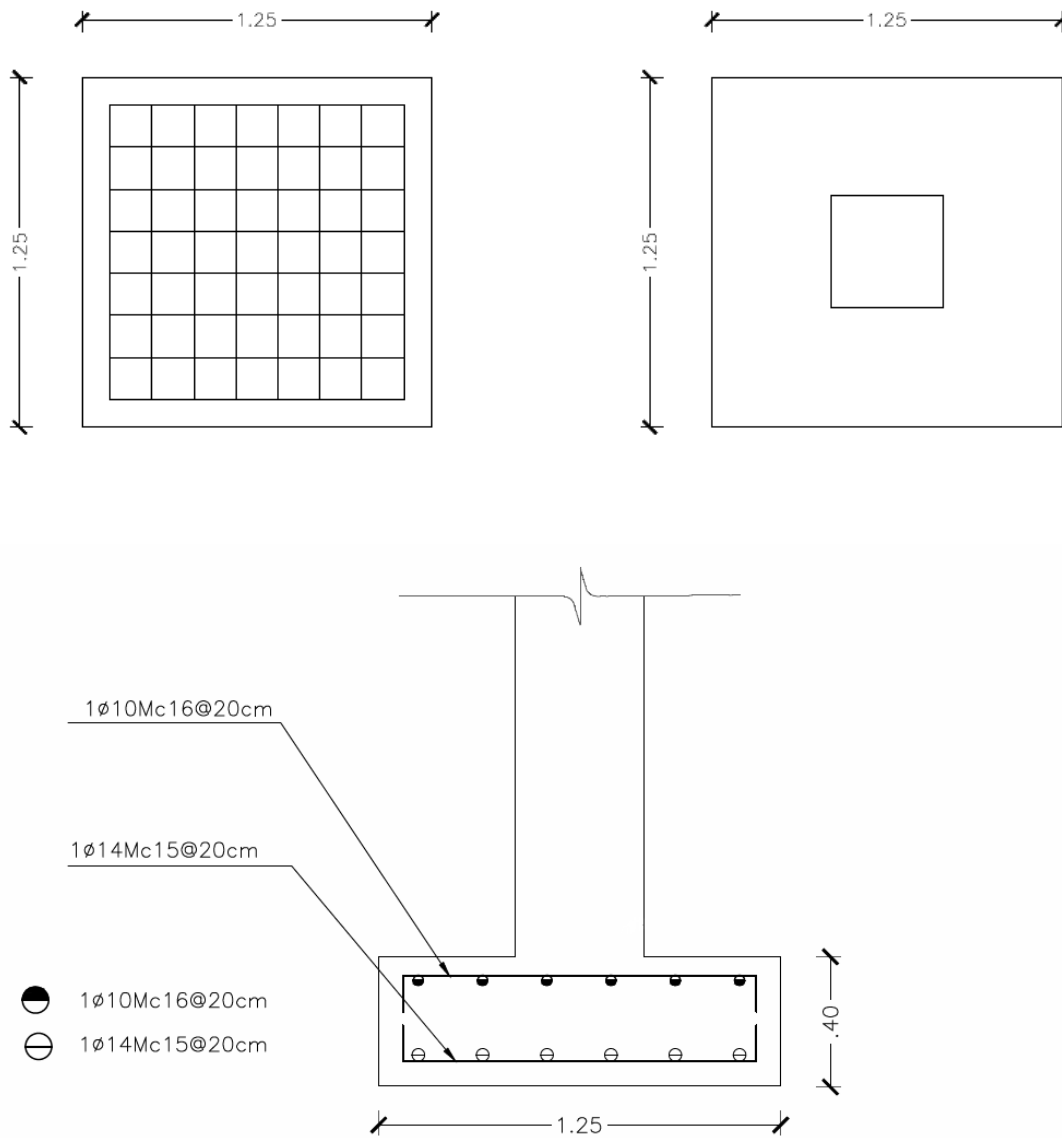


Figura 4-44 Dimensiones y armado del plinto tipo C6
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

Detalles de pedestales

Pedestal Tipo 1:

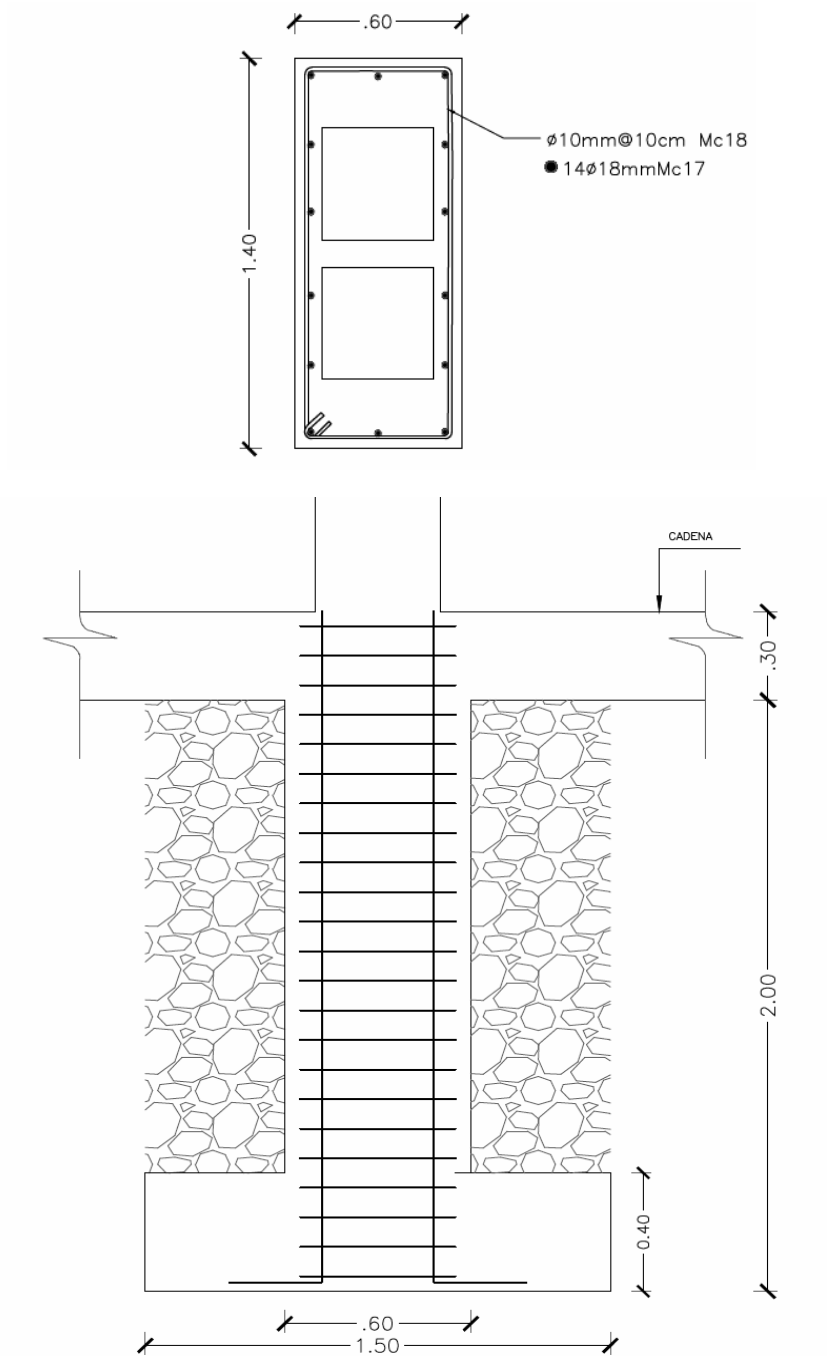


Figura 4-45 Armado y elevación del pedestal tipo 1
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

Pedestal Tipo 2:

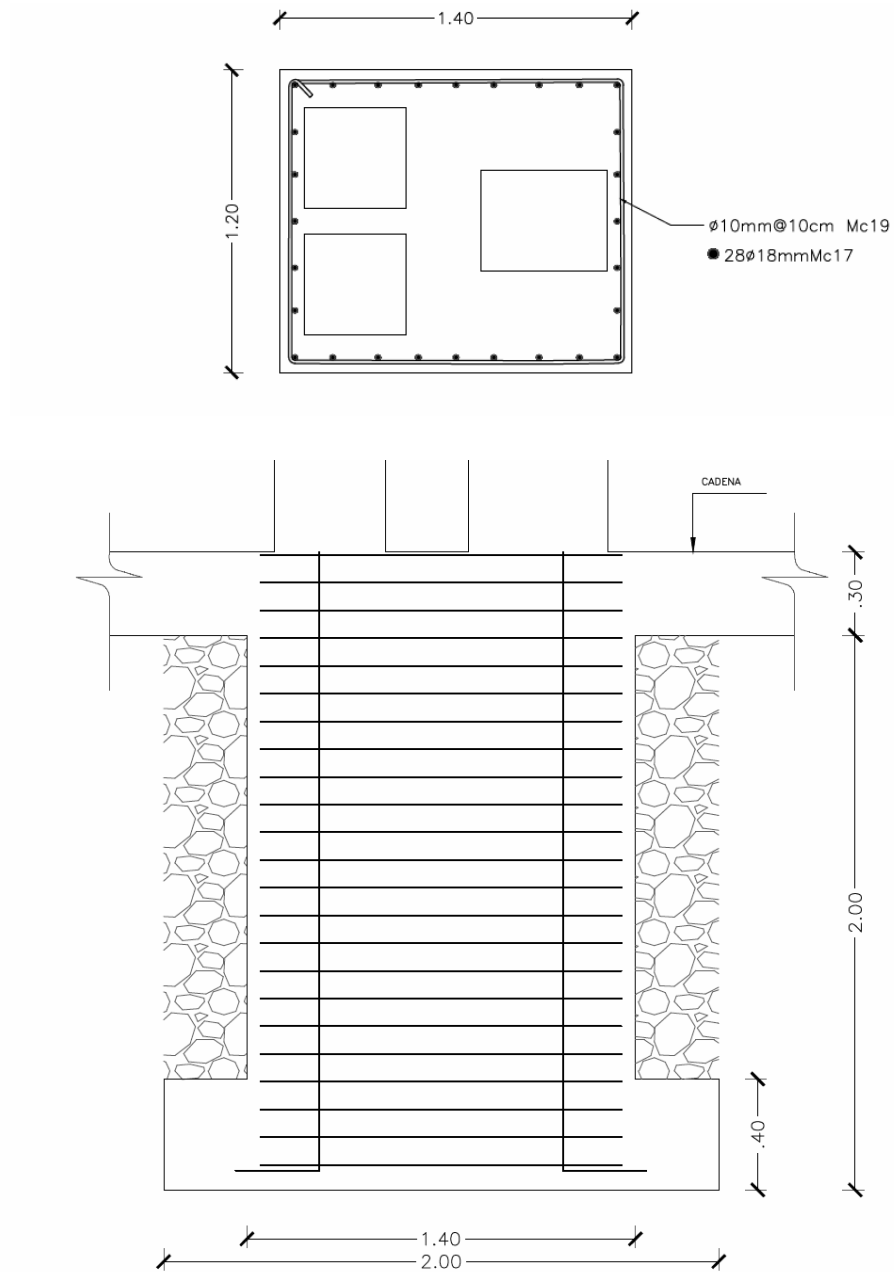


Figura 4-46 Armado y elevación del pedestal tipo 2
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

Pedestal Tipo 3:

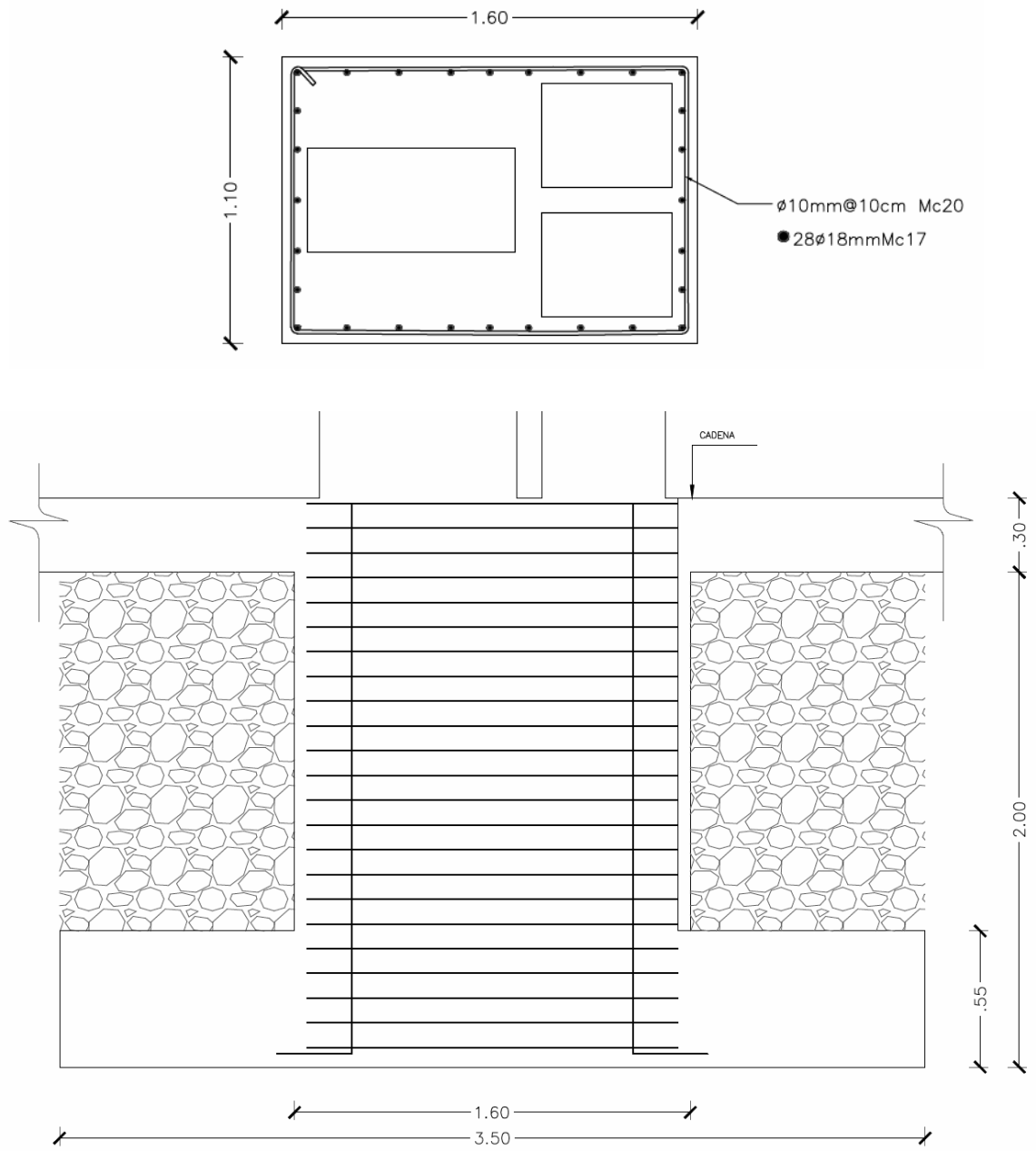


Figura 4-47 Armado y elevación del pedestal tipo 3
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

Tabla 4-5 Resumen de los tipos de plinto utilizados

CUADRO DE PLINTOS										
PLINTO TIPO	DIMENSIONES			Armadura	ARMADURA				No. Plintos	OBSERVACIONES
	X(m)	Y(m)	Altura (m)		Sentido X		Sentido Y			
C1	1.50	1.50	0.40	INFERIOR	1Ø14 @20cm	Mc1	1Ø14 @20cm	Mc1	12	POSEE PEDESTAL VER DETALLE
				SUPERIOR	1Ø10 @20cm	Mc2	1Ø10 @20cm	Mc2		
C2	2.00	2.00	0.40	INFERIOR	1Ø14 @20cm	Mc3	1Ø14 @20cm	Mc3	5	POSEE PEDESTAL VER DETALLE
				SUPERIOR	1Ø10 @20cm	Mc4	1Ø10 @20cm	Mc4		
C3	3.50	2.60	0.55	INFERIOR	1Ø12 @20cm	Mc5	1Ø16 @15cm	Mc7	7	POSEE PEDESTAL VER DETALLE
				SUPERIOR	1Ø10 @15cm	Mc6	1Ø10 @15cm	Mc8		
C4	4.00	2.50	0.45	INFERIOR	1Ø14 @25cm	Mc9	1Ø16 @15cm	Mc11	7	NO POSEE PEDESTAL VER DETALLE
				SUPERIOR	1Ø10 @25cm	Mc10	1Ø10 @15cm	Mc12		
C5	1.50	1.50	0.40	INFERIOR	1Ø14 @20cm	Mc13	1Ø14 @20cm	Mc13	27	NO POSEE PEDESTAL VER DETALLE
				SUPERIOR	1Ø10 @20cm	Mc14	1Ø10 @20cm	Mc14		
C6	1.25	1.25	0.40	INFERIOR	1Ø10 @20cm	Mc16	1Ø10 @20cm	Mc16	31	NO POSEE PEDESTAL VER DETALLE
				SUPERIOR	1Ø14 @20cm	Mc15	1Ø14 @20cm	Mc15		

Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

4.3.2 Columnas

Columna de sección 40 cm x 40 cm - Este tamaño y armado se utilizó en todas las columnas de las plantas 1, 2 y 3; además, se utilizó también en la planta general del mercado en las franjas central, superior e inferior. El armado tanto en l_0 (longitud de confinamiento de la columna) como en la parte central de la columna se muestra a continuación:

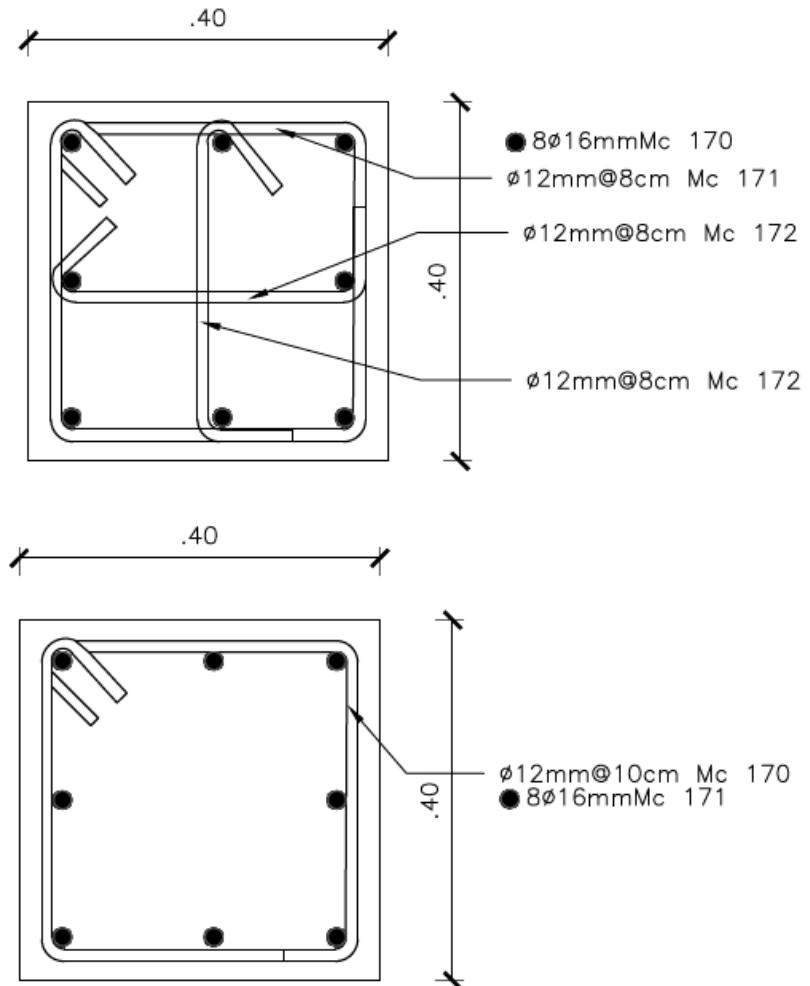


Figura 4-48 Columna Sección 40 cm x 40 cm, armado dentro de l_0 y fuera de l_0
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

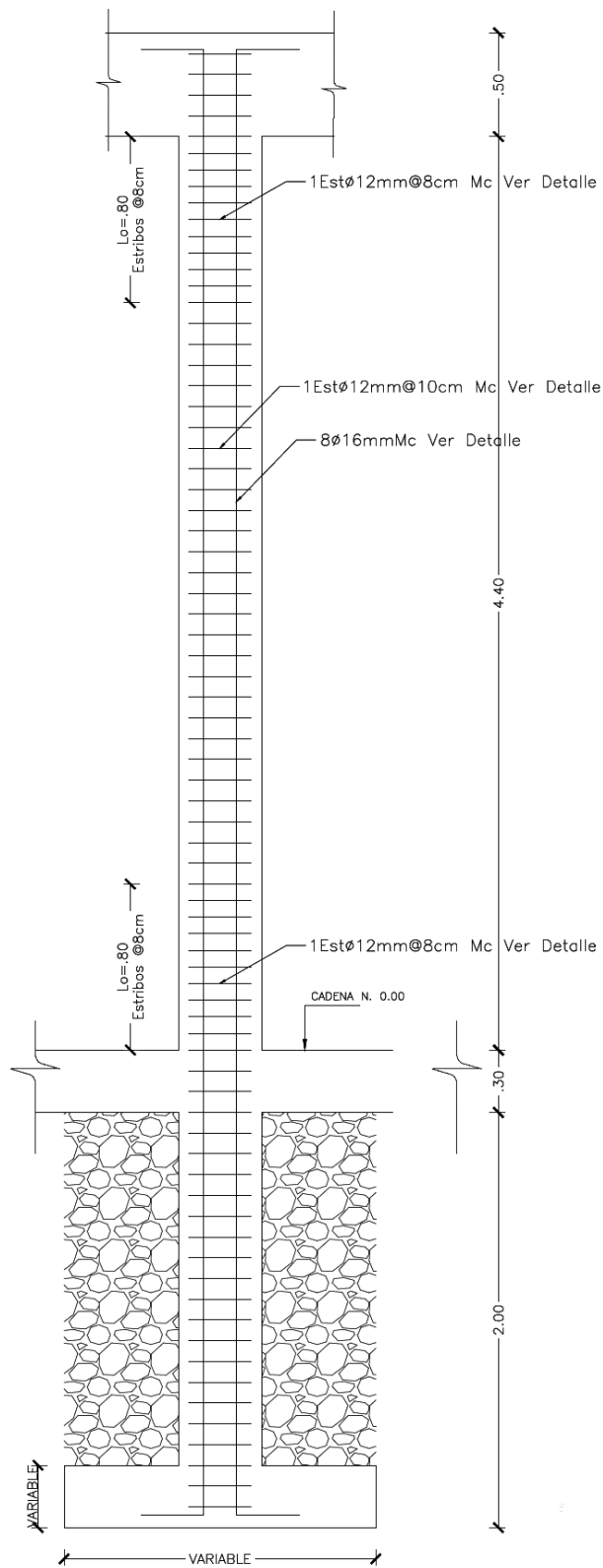


Figura 4-49 Elevación columna 40 cm x 40 cm
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

Columna de sección 40 cm x 50 cm - Este tamaño y armado se utilizó en todas las columnas de las plantas 4, 5, 6, 7 y 8 puesto que al tener una mayor área también posee mayor carga y se debió aumentar el tamaño de la sección de las columnas. El armado tanto en l_0 (longitud de confinamiento de la columna) como en la parte central de la columna se muestra a continuación:

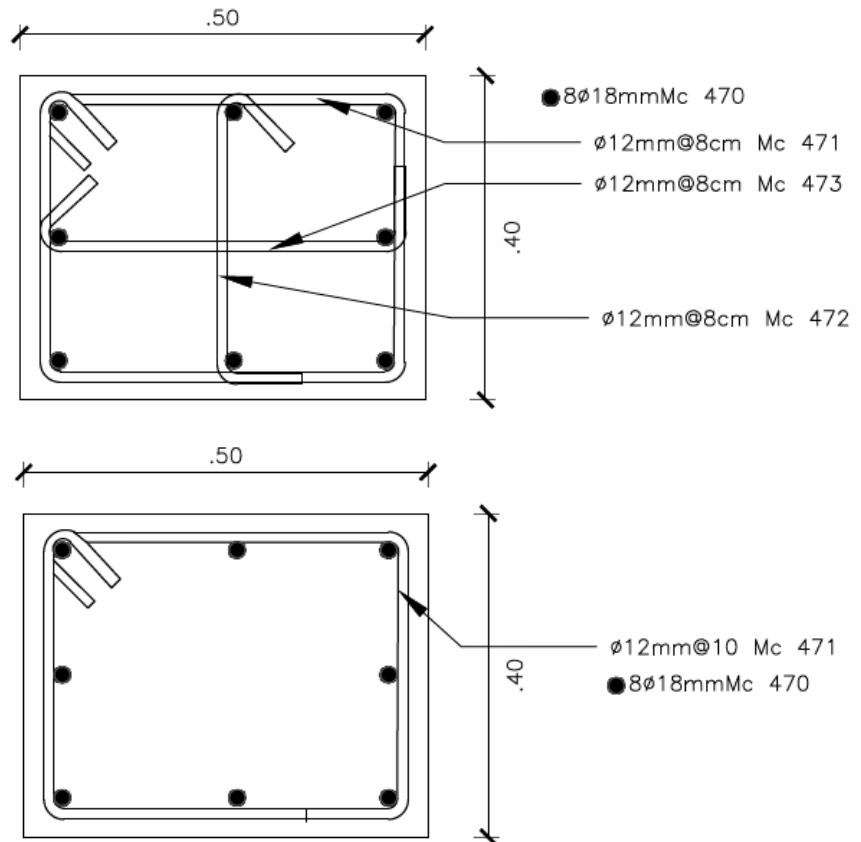


Figura 4-50 Columna Sección 40 cm x 50 cm, armado dentro de l_0 y fuera de l_0
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

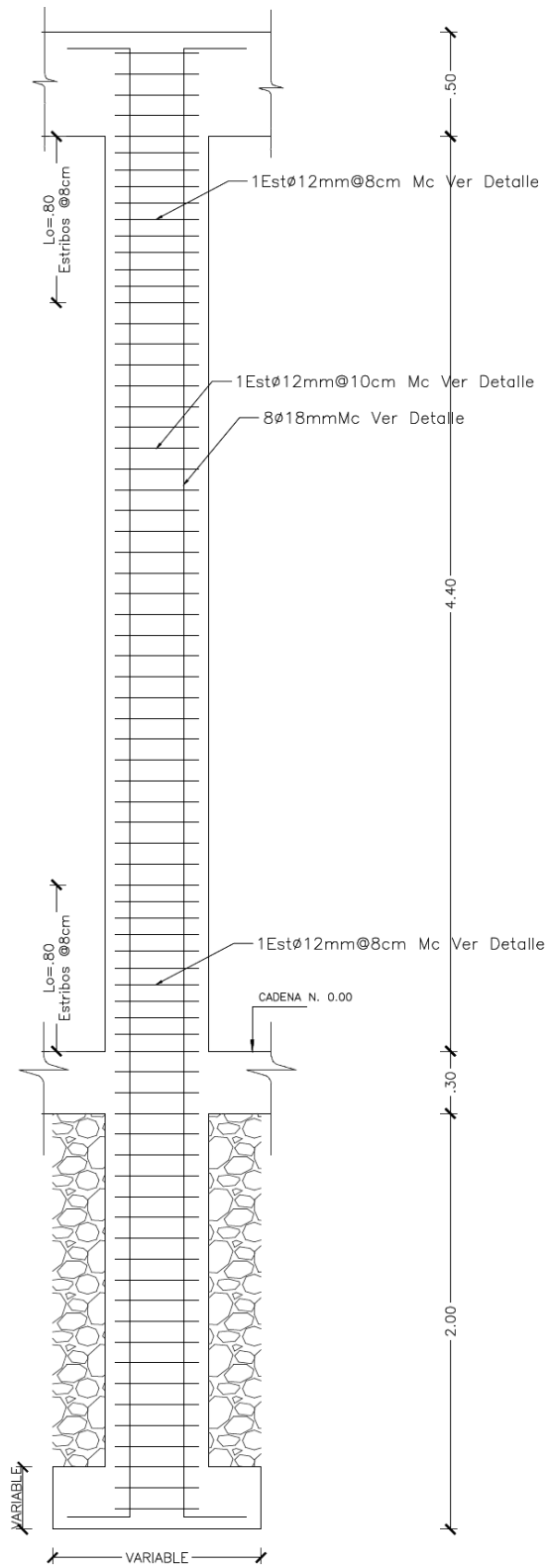


Figura 4-51 Elevación columna 40 cm x 50 cm
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

Columna de sección 40 cm x 80 cm - Este tamaño y armado de columna se utilizó en las franjas laterales de la planta general. La razón por la que se usó un tamaño y armado tan grandes es por los momentos producidos, producto de la estructura metálica, los cuales deberán ser resistidos por las columnas. En este tipo de columna el armado tanto dentro como fuera de l_0 (longitud de confinamiento) fue el mismo, lo que se logró cambiar fue el espaciamiento, siendo este 8 cm dentro de l_0 y 15 cm fuera de l_0 :

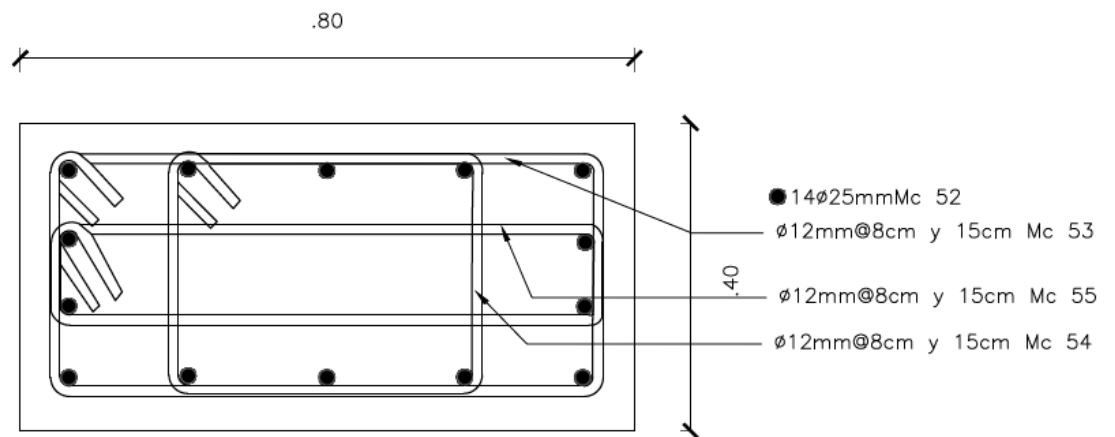


Figura 4-52 Columna Sección 40 cm x 80, mismo armado dentro de l_0 y fuera de l_0
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

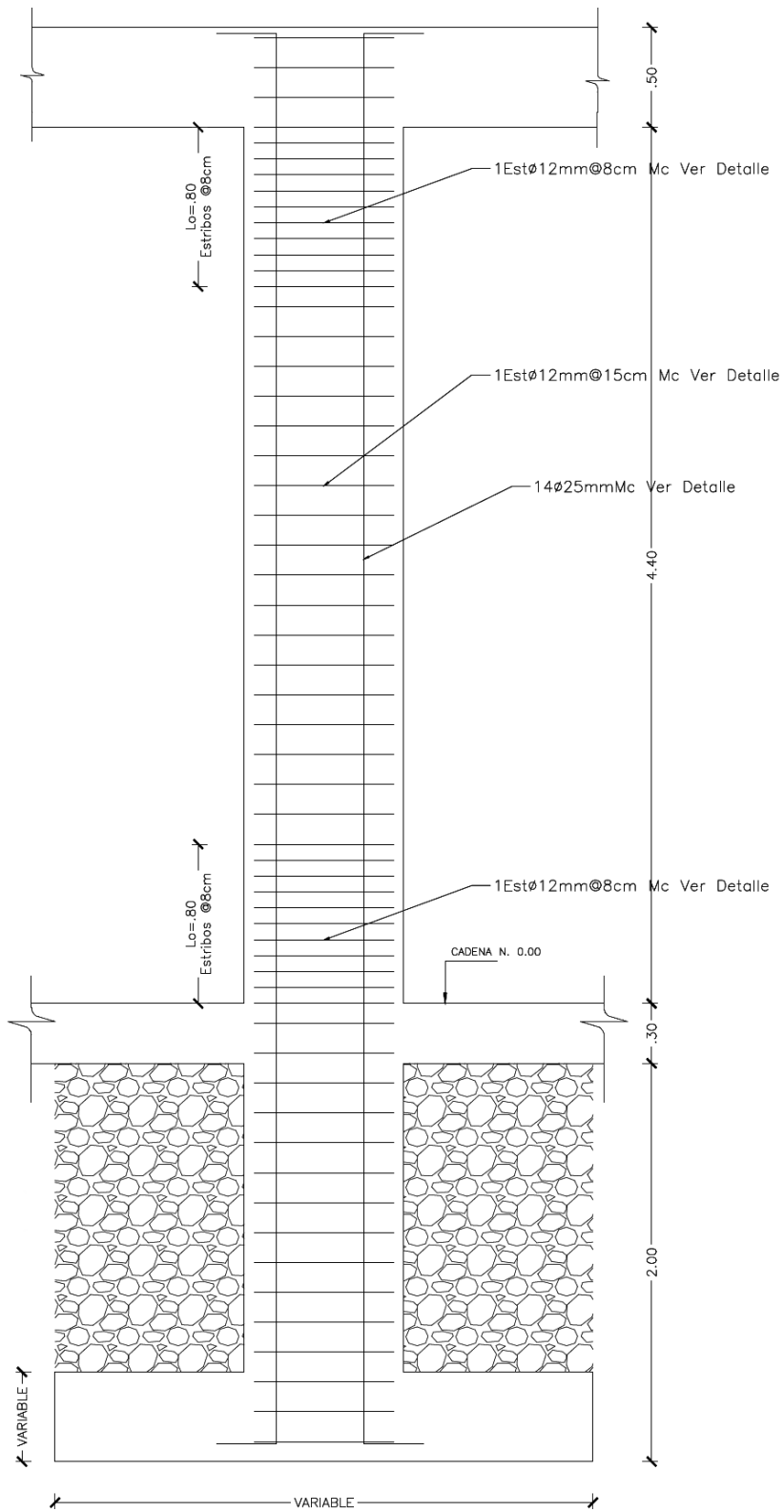


Figura 4-53 Elevación columna 40 cm x 80 cm
 Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

Cabe destacar que en los tres tipos de columna se requirió estribos de 12 mm para cumplir con el confinamiento en la zona de l_0 .

4.3.3 Vigas

Viga de sección 50 cm x 50 cm - Este tipo de viga se utilizó en la planta general del mercado. A continuación se presenta la sección de la viga con el detalle del armado y también el detalle del corte longitudinal de un eje de la planta general:

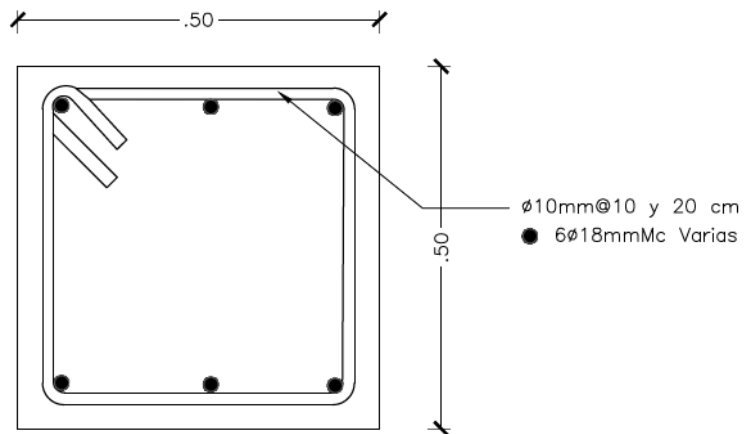


Figura 4-54 Viga Sección 50 cm x 50 cm
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

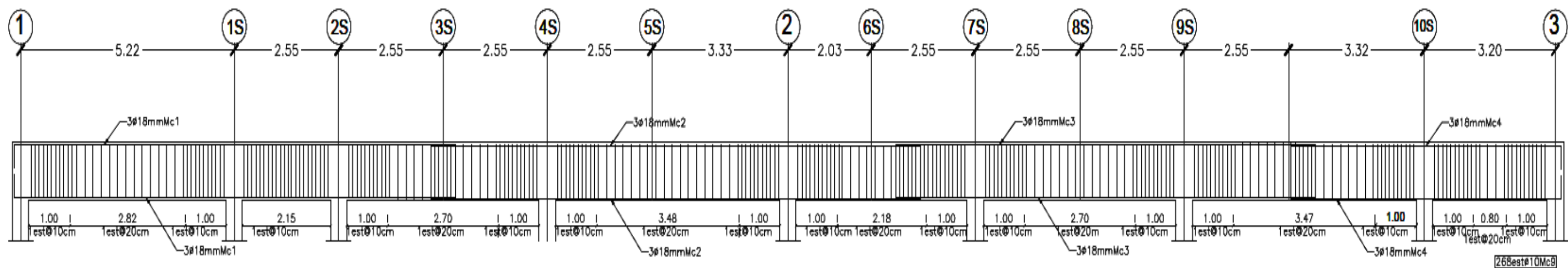


Figura 4-55 Detalle de armado viga 50 cm x 50 cm, corte longitudinal
Fuente: Adrián Jarín y Cristian Romo

Viga de sección 30 cm x 50 cm – Este tipo de viga se utilizó en las demás plantas del mercado, es decir, plantas 1,2,3,4,5,6,7 y 8. La razón por los diferentes tipos de armado es porque en los lugares cercanos a los nudos se produce momento más grande del que la armadura mínima puede resistir, por lo que se otorgará mayor refuerzo a estos lugares y se procederá a cortar las varillas en los lugares donde este ya no sea necesario.

A continuación se presentan los diferentes tipos de armado que se utilizaron, tanto en sección como en corte longitudinal, tomando como referencia a las vigas y marcas de la planta 1 y la planta 4:

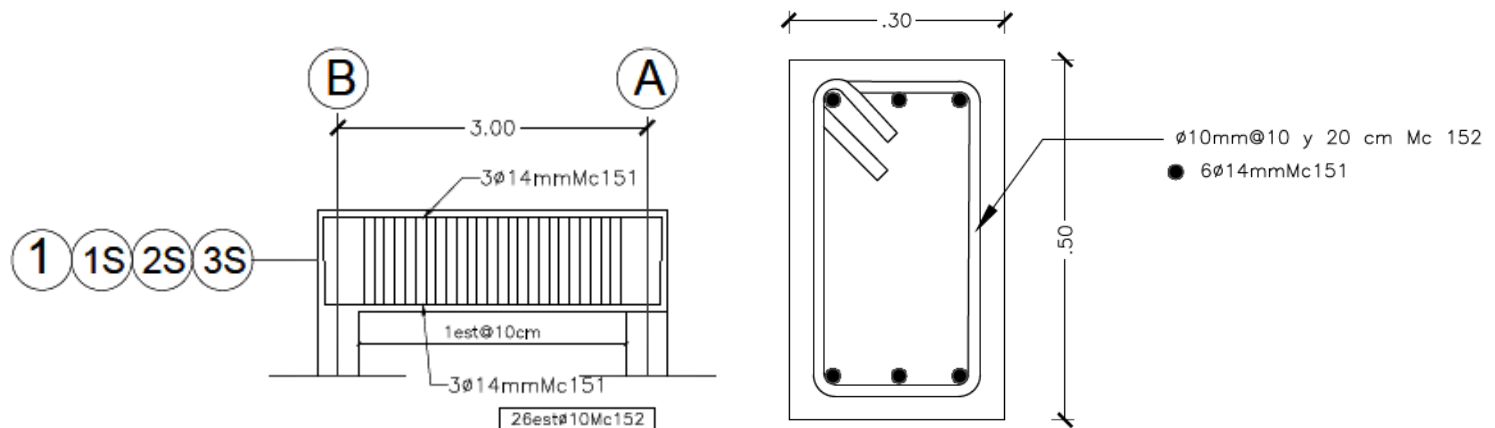


Figura 4-56 Detalle viga 30 cm x 50 cm, armado de 6 ϕ 14
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

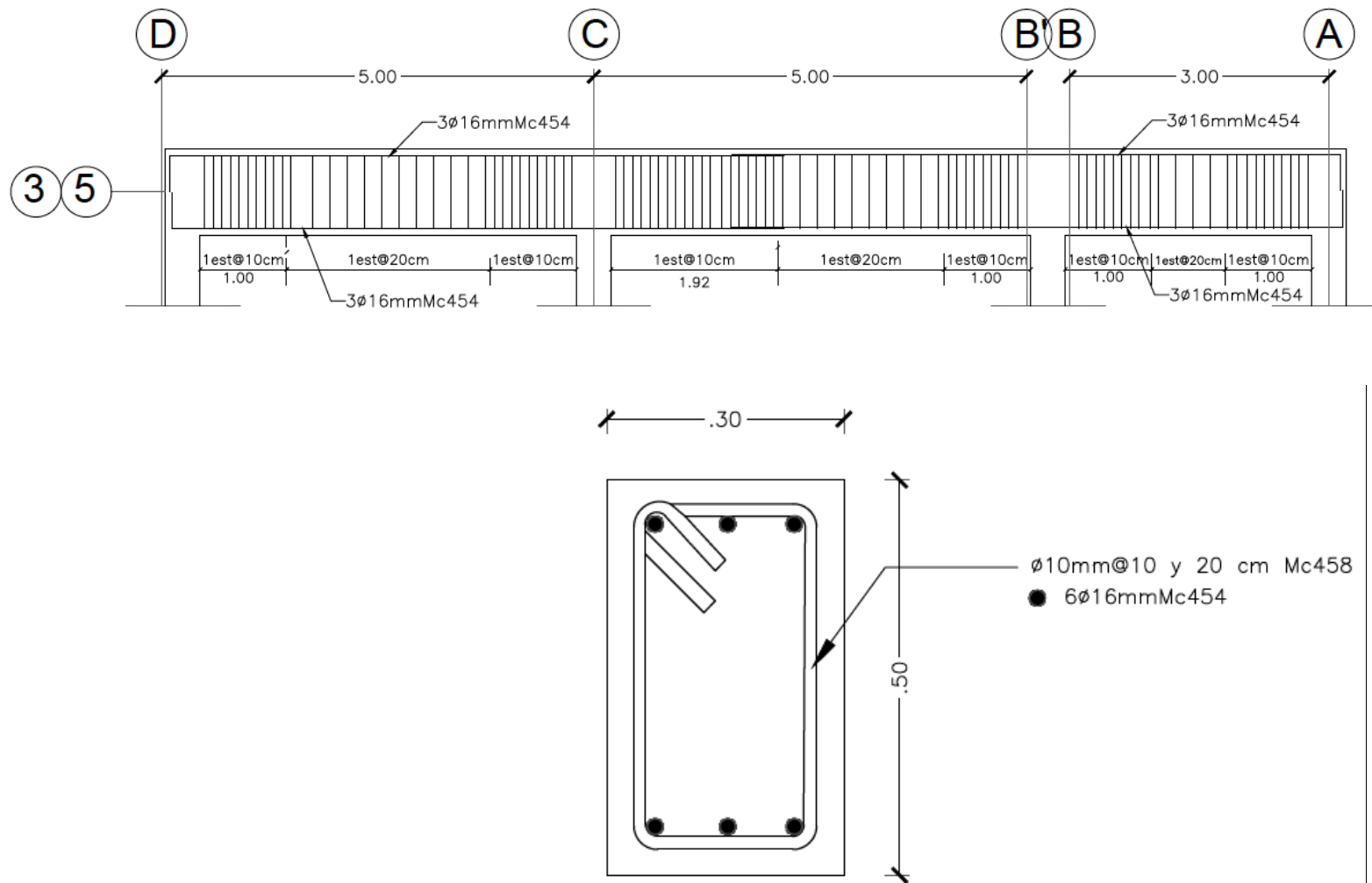


Figura 4-57 Detalle viga 30 cm x 50 cm, armado de 6 ϕ 16
 Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

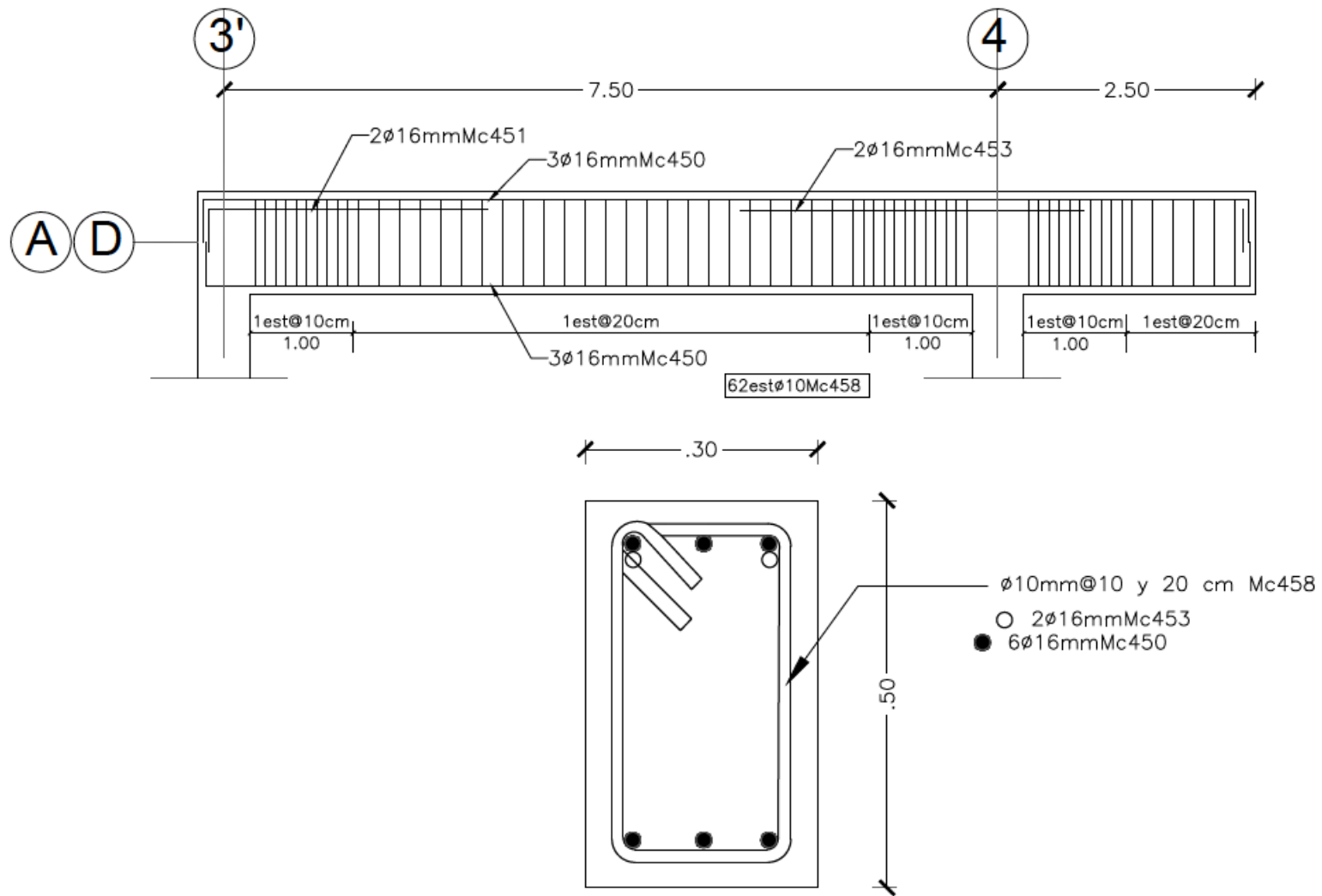


Figura 4-58 Detalle viga 30 cm x 50 cm, armado de 8 ϕ 16
 Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

4.3.4 Losa

Se utilizó la siguiente configuración tipo de losa para todas las plantas del mercado que poseen losa de hormigón armado:

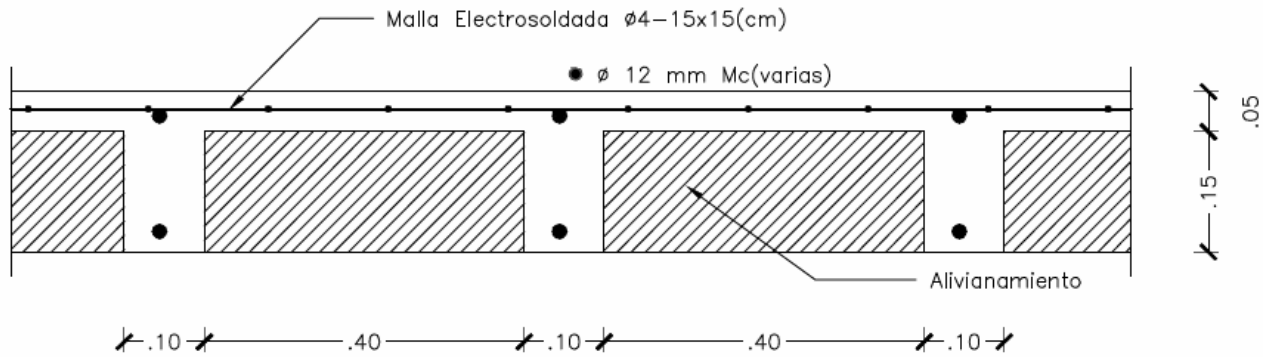


Figura 4-60 Corte tipo de losa
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

4.3.5 Cadena

El tamaño y armado de las cadenas se lo realizó de la siguiente manera:

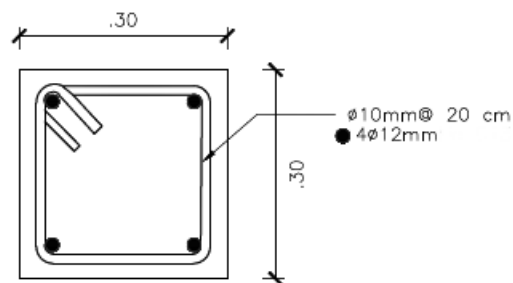


Figura 4-61 Corte tipo de cadena
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

5 ANÁLISIS, INTERPRETACIÓN Y COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS

A continuación, se presentan los parámetros que se han considerado para realizar un cuadro comparativo acerca de la manera en que cada norma lo determina:

5.1 Cálculo de la fuerza de Diseño Sísmico relacionados con el lugar (zona) y el movimiento del suelo

NORMA ASCE 7-10	NEC-11
<ul style="list-style-type: none">- Parámetros de la aceleración de acuerdo a la ubicación del proyecto, S_s y S_1.- Clasificación de la zona del proyecto debido al tipo de suelo.- Coeficientes por la zona y parámetros de la aceleración de respuesta espectral enfocados en el riesgo del Máximo Sismo Considerado (MCE).- Parámetros de la aceleración espectral de diseño.- Categoría de Diseño Sismo Resistente debido a las aceleraciones en el periodo corto y periodo largo.	<ul style="list-style-type: none">- Parámetros de la aceleración de acuerdo a la ubicación del proyecto, Z.- Clasificación de la zona del proyecto debido al tipo de suelo.- Coeficientes de amplificación o reducción dinámica de acuerdo a perfiles de suelo; F_a, F_d, F_s.- Coeficiente que depende del tipo de suelo; r.- Valor de la relación de amplificación espectral; η.

COMPARACIÓN

Cada norma adopta diferentes parámetros para calcular el espectro de respuesta de la estructura en análisis, para la estructura la cual se está referenciando esta disertación, el resultado final del espectro de respuesta con cada una de las normas es similar, pero se debe mencionar que la mayor diferencia que presentan estas normas para el cálculo de este es que, en caso de la norma ASCE 7-10, se clasifica al proyecto en categorías de diseño sísmico lo que en la norma NEC-11 no se menciona. De este parámetro dependerán varias limitaciones y condiciones para el cálculo de nuestra estructura en el caso de la norma ASCE 7-10.

5.2 Cálculo de la fuerza de Diseño Sísmico relacionados el tipo de estructura y su importancia

NORMA ASCE 7-10	NEC-11
<ul style="list-style-type: none"> - Categoría de riesgo, la cual depende de su uso. - Factor de importancia, depende de la categoría de riesgo asignada a la estructura. - Factor de reducción de respuesta estructural. - Factor corrector de amplificaciones. - Altura de la estructura. - Irregularidades de la estructura. - Redundancia de la estructura. 	<ul style="list-style-type: none"> - Tipo de uso, Destino e importancia de la estructura, I. - Factor de reducción de respuesta estructural, R. - Altura de la estructura. - Irregularidades de la estructura.
COMPARACIÓN	
<p>La norma ASCE 7-10 presenta más parámetros para el cálculo del espectro de respuesta, algunos parámetros están relacionados a la categoría de riesgo sísmico, parámetros que la norma NEC-11 no considera, otro punto importante que se toma en cuenta en la norma ASCE 7-10 y no en la NEC-11 es el de redundancia, que depende del número de columnas que la estructura (o el piso) posea para resistir las fuerzas sísmicas.</p>	

5.3 Restricción del Tipo de Análisis Según la Categoría de Diseño

NORMA ASCE 7-10	NEC-11
- Si considera.	- No considera
COMPARACIÓN	
<p>La NEC-11, al no considerar una clasificación de diseño sísmico, tampoco limita los tipos de análisis que se pueden utilizar para los diferentes tipos de estructuras, esta limitación si se presenta en la norma ASCE 7-10 y, como ya se mencionó antes, depende de la categoría de diseño sísmico y también del tipo de estructura a diseñarse.</p>	

5.4 Cálculo del cortante basal de diseño

NORMA ASCE 7-10	NEC-11
$V = C_s \cdot W$ $C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$	$V = \frac{I \cdot S_a}{R \cdot \phi_P \cdot \phi_E} \cdot W$
<ul style="list-style-type: none"> - Coeficiente de respuesta sísmica, C_s. - Peso efectivo sísmico, W. 	<ul style="list-style-type: none"> - Coeficiente de tipo de uso, destino e importancia de la estructura, I. - Aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástico para diseño, S_a. - Factor de reducción de resistencia sísmica, R. - Coeficiente de configuración estructural en planta, ϕ_P. - Coeficiente de configuración estructural en elevación, ϕ_E. - Peso reactivo, W.

COMPARACIÓN

Podemos observar que ambas normas calculan el cortante basal de diseño (llamada por la ASCE 7-10 como "Fuerza lateral equivalente") como el producto de un coeficiente por el peso reactivo "W". La principal diferencia radica en la forma de calcular este coeficiente, que a su vez está compuesto por varios parámetros, y también de los valores que cada norma toma para cada uno de ellos.

También es preciso mencionar que para calcular el peso W la norma NEC-11 toma el peso propio del edificio más el 25% de la carga viva de la estructura y en el caso de estructuras con sectores destinados a almacenaje el porcentaje de carga viva a tomar será de 50%.

La norma ASCE 7-10, en cambio, toma el peso muerto y otras cargas encima de la base de la estructura, como son las siguientes:

- Considera el 25% de la carga viva solamente para áreas destinadas para almacenamiento, considerando algunas excepciones como:
- Cuando la inclusión de cargas de almacenamiento no añade más del 5% al peso reactivo "W", no se necesita incluir en éste.
- La carga viva de piso en garajes públicos y estructuras abiertas de estacionamiento no necesita ser incluida.
- El peso total de los equipos de permanente operación.
- Peso de jardinería y otros materiales en techos de jardines y áreas similares.

5.5 Valores máximos permitidos de deriva de piso

NORMA ASCE 7-10			
Estructura	Categoría de Riesgo		
	I o II	III	IV
Estructuras, distintos de estructuras de muros de corte de mampostería, 4 pisos o menos sobre la base como se define en la Sección 11.2, con muros interiores, divisores, techos, y sistemas de muros exteriores que han sido diseñados para disminuir las derivas de piso	$0.025h_{sx}$ ^c	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$
Estructuras con muros de corte de mampostería en voladizo ^d	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$
Otras estructuras con muros de corte de mampostería	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$
Todas las demás estructuras	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$	$0.010h_{sx}$
<p>^a h_{sx} es la altura del piso debajo del nivel x.</p> <p>^b Para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas compuestos exclusivamente por pórticos a momento en las Categorías de Diseño Sísmico D, E y F, la deriva permisible del piso deberá cumplir con los requerimientos de la Sección 12.12.1.1.</p> <p>^c No habrá límite de deriva para las estructuras de un solo piso con sistemas de muros interiores, divisores, techos y muros exteriores que han sido diseñados para disminuir las derivas de piso. El requisito de separación de la estructura de la Sección 12.12.3 no se suspende.</p> <p>^d Las estructuras cuyo sistema estructural básico consiste en muros de corte de mampostería diseñados como elementos verticales en voladizo desde su base o base de apoyo que están construidos de manera que la transferencia de momento entre los muros de corte (acoplamiento) es despreciable.</p>			
NEC-11			
	Estructuras de	Δ_M máxima	
	Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.020	
	De mampostería	0.010	

COMPARACIÓN

La ASCE 7-10 indica que los límites para las derivas de piso dependen de la categoría de riesgo y del tipo de estructura, mientras que la NEC-11 limita las derivas de piso solo dependiendo del material de construcción que se utilizará en la estructura, es decir, una estructura con categoría de ocupación especial tiene los mismos límites de derivas que una de ocupación esencial.

5.6 Consideraciones en el análisis dinámico espectral

NORMA ASCE 7-10	NEC-11
<ul style="list-style-type: none"> - Número de modos suficientes para obtener una participación modal masiva de al menos el 90% - Combinaciones permitidas: la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS), la combinación cuadrática completa (CQC), la combinación cuadrática completa modificado por el ASCE 4 (CQC-4). - Corte basal calculado debe ser al menos el 85% del corte basal calculado por el análisis estático. 	<ul style="list-style-type: none"> - Número de modos suficientes para obtener una participación modal masiva de al menos el 90% - Combinaciones permitidas: la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS), la combinación cuadrática completa (CQC), la combinación cuadrática completa modificado por el ASCE 4 (CQC-4). - Corte basal calculado debe ser al menos el 80% del corte basal calculado por el análisis estático en estructuras regulares y el 90% en estructuras irregulares.
COMPARACIÓN	
<p>La norma NEC-11 en el caso de tener estructuras irregulares es más conservadora que la norma ASCE 7-10 al proponer que el corte calculado debe ser al menos el 90% del corte basal calculado en el análisis estático, mientras que en el caso de estructuras regulares es menos conservadora ya que coloca como límite el 80% del corte basal calculado por el análisis estático. La norma ASCE 7-10, por su parte, propone que el corte basal calculado debe ser al menos el 85 % del corte calculado por el análisis estático.</p>	

5.7 Espectros de respuesta

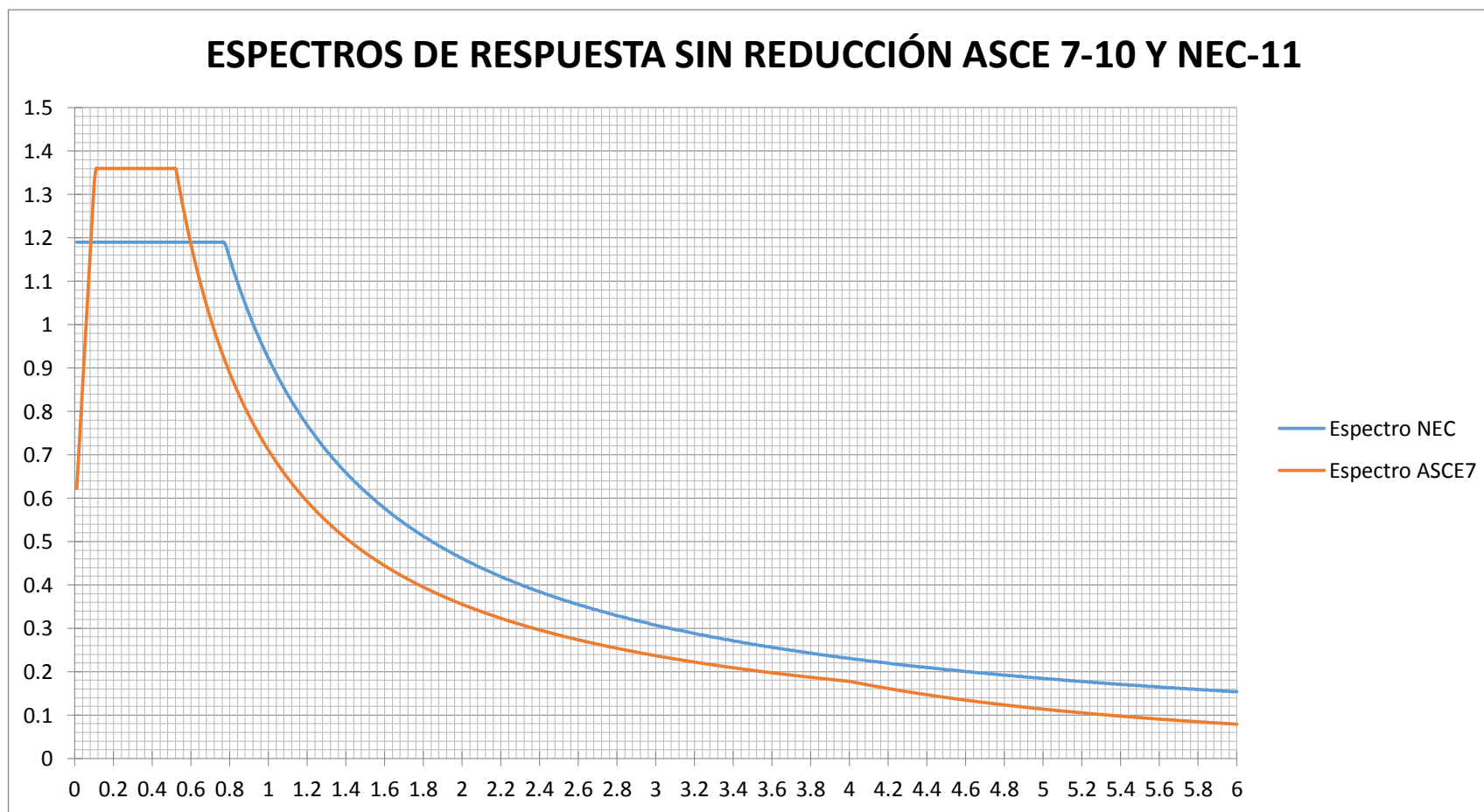


Figura 5-1 Espectros de respuesta del Mercado de Guayllabamba sin reducción ASCE 7-10 y NEC-11

Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

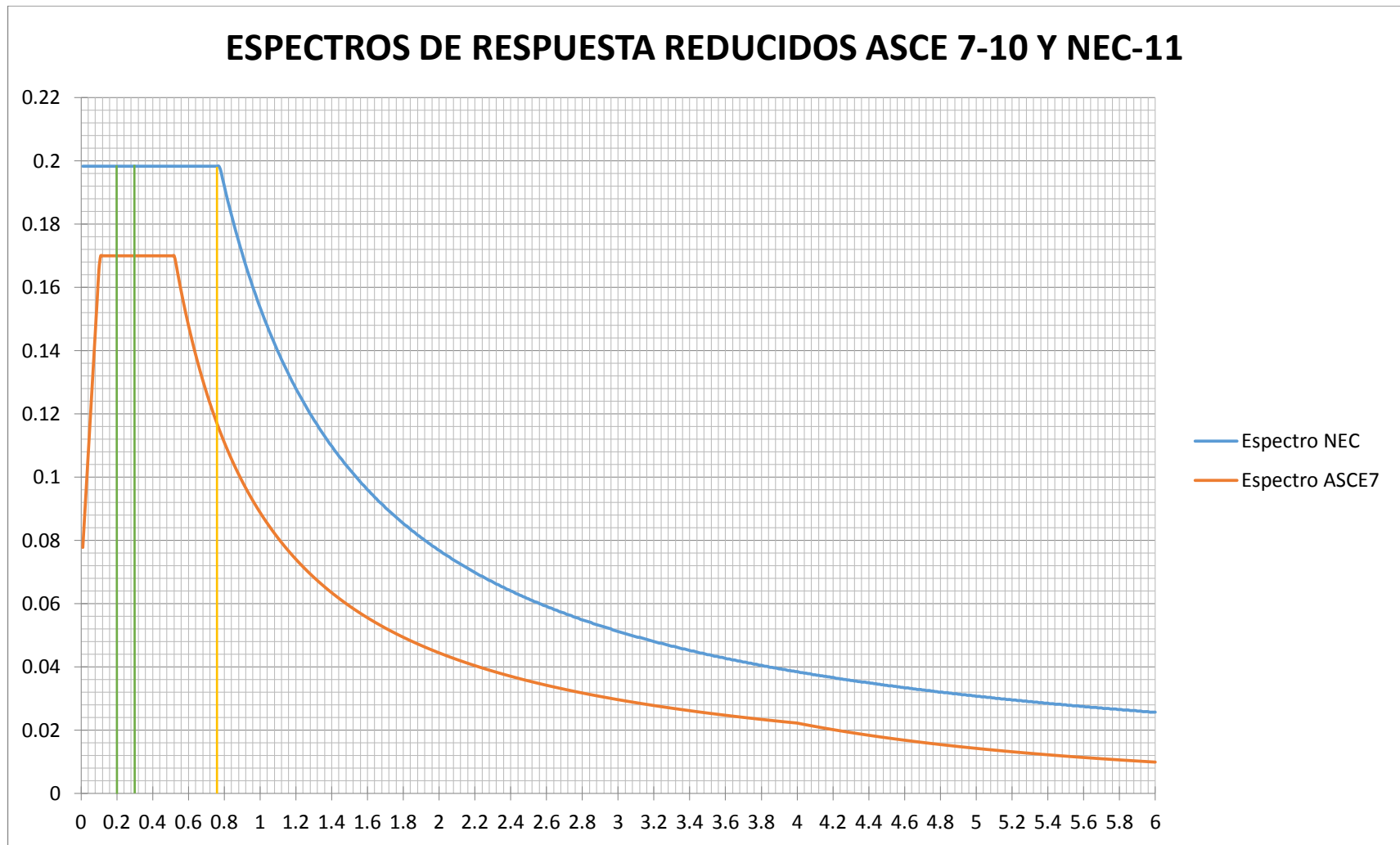


Figura 5-2 Espectros de respuesta del Mercado de Guayllabamba reducidos ASCE 7-10 y NEC-11
Fuente: Adrián Jarrín y Cristian Romo

COMPARACIÓN

Como se puede observar en la Figura 5-2, se han trazado tres líneas verticales a lo largo de la gráfica del espectro: las dos líneas de color verde representan los periodos de las plantas del mercado de Guayllabamba (0.3 segundos para la planta general y 0.2 segundos para las demás plantas), y la línea de color amarillo representa un posible periodo de una estructura de unos 7 pisos de altura (unos 21 metros de altura, 0.73 segundos de periodo) la cual podría pertenecer a un edificio típico de la ciudad de Quito.

Las aceleraciones que se presentan para las líneas verticales en color verde son de 0.198g para el espectro de la NEC-11 y 0.17g para el espectro de la ASCE 7-10, es decir, existe una diferencia del 16 % en la aceleración que se aplica en la estructura solamente por el hecho de cambiar de norma.

De la misma manera se ha trazado la línea amarilla para comparar las aceleraciones de un edificio con altura común en la ciudad de Quito, en este caso se encontró que para el espectro de la NEC-11 se tiene una aceleración de 0.198g y para el espectro de la ASCE 7-10 se tiene una aceleración de 0.118g, es decir, en este caso existe una diferencia del 68 % de una norma a otra en la aceleración que se aplica a la estructura.

Nota: Cabe recalcar que para el momento en que se inició la elaboración de esta disertación, en la Norma Ecuatoriana de la Construcción no se realizaban algunos cambios y correcciones que posteriormente se implementarían.

6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

- Se puede observar que la diferencia de aceleraciones para un mismo periodo de la estructura en los espectros generados es notable, la cual se observa mucho más al pasar el rango de la meseta del espectro de la ASCE 7-10. Estas diferencias de aceleraciones se traducen en el incremento de la fuerza sísmica de diseño y por lo tanto en el incremento de tamaño de los elementos y/o cuantías de acero.
- La ASCE 7-10 por medio de las categorías de diseño sísmico limita, condiciona y separa a las estructuras por su importancia y por su vulnerabilidad ante un evento sísmico, llegando incluso a negar la construcción de ciertas tipologías de estructuras en categorías donde se pueda comprometer la seguridad de la misma.
- La combinación crítica en la planta general del mercado resultó ser 1.2 D (Carga Muerta) + 1.6 L (Carga Viva). Como se puede observar la carga sísmica no resultó crítica, puesto a que al poseer una cubierta de estructura metálica la masa se disminuyó en esta planta. Sin embargo, la combinación crítica de las demás plantas del mercado resultó ser 1.2 D (Carga Muerta) + 1.0 E (Carga por Sismo) + 1.0 L (Carga Viva), como se puede observar la carga sísmica resultó ser crítica a pesar de la baja altura de las estructuras.
- Resultó muy importante revisar el efecto de las cargas que produce el viento en este tipo de estructuras, siendo la más crítica la carga de succión producto del vacío que deja el viento a su paso por la cubierta metálica. Obteniendo esta carga se puede prevenir el levantamiento de la cubierta como producto de fuertes vientos.

6.2 Recomendaciones

- La inclusión de las categorías de diseño sísmico en la NEC-11 ayudaría a separar a las estructuras en función del riesgo que tienen de ser afectadas por un sismo, de esta manera se podría limitar, detallar y priorizar de mejor manera a aquellas estructuras que son más vulnerables e importantes que otras.

- Realizar una revisión de todos los parámetros que influyen en el espectro de diseño, como por ejemplo el coeficiente de modificación de respuesta R. Con la tipología estructural utilizada en el mercado de Guayllabamba (pórticos de hormigón armado resistentes a momento) se tienen distintos valores de R al cambiar de norma, con la ASCE 7-10 se tiene un valor de 8 y con la NEC-11 un valor de 6.
- En lugar de juntar diseño y detallamiento en una sola norma, proponer que el detallamiento de los elementos del hormigón armado se refiera completamente a la última versión del código ACI 318, puesto a que el Instituto Americano del Concreto (ACI) realiza investigación continua y mejora el comportamiento del hormigón armado ante eventos sísmicos por medio de un correcto detallamiento en los diferentes elementos.
- Limitar las derivas máximas de las estructuras no solamente por la tipología estructural, sino también por la categoría de riesgo a la que pertenecen. De esta manera se da una mayor prioridad a aquellas estructuras que deberían permanecer operativas después de un sismo.

7 BIBLIOGRAFÍA

- Archivo Histórico de Ibarra Ecuador. (10 de Agosto de 2013). *Only for Young*. Obtenido de <http://www.onlyforyoung.com/sites/solo-noticias/cultura-general/85-fechas-importantes/1087-el-terremoto-del-16-de-agosto-de-1868.html>
- 20 Minutos. (13 de Marzo de 2011). *Listas Beta*. Obtenido de <http://listas.20minutos.es/lista/los-terremotos-mas-violentos-en-el-mundo-279992/>
- ACB consultores . (s.f.). *ACB consultores* . Obtenido de ACB consultores : <http://acbconsultores.com/Geologia%20general/Plegamiento/Pliegues.htm>
- American Concrete Institute. (2011). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. En A. C. Institute, *Estructuras Sismo Resistentes* (págs. 337-385). Farmington hills: ACI.
- American Society of Civil Enggineers. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Reston, Virginia: ASCE.
- ASCE . (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE 7-10)*. Reston, Virginia: ASCE.
- Bustos, J. D. (2010). *Los Movimientos Teluricos en la Ciudad de Cuenca*. Cuenca, Quito.
- Cold Formed Steel Design Software. (2014). *CFS*. Obtenido de CFS: <http://cfs.software.informer.com/>
- Comité Ejecutivo de la norma ecuatoriana de la construcción. (2011). Norma Ecuatoriana de la Construcción. En C. E. la, *Estructuras de Hormigón Armado*. (págs. 1-48). Quito: NEC.
- Comité Ejecutivo de la norma ecuatoriana de la construcción. (2011). Norma Ecuatoriana de la Construcción . En C. E. construcción, *Capitulo 2 Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente* (págs. 1-89). Quito: NEC.

- Diario, E. (4 de Agosto de 2010). *El Diario*. Obtenido de Sitio Web de El Diario: <http://www.eldiario.ec/noticias-manabi-ecuador/161449-el-terremoto-de-hace-doce-anos-es-solo-un-recuerdo/>
- Garcés, J. C. (2014). Diseño Sismo Resistente. *Curso de Diseño Sismo Resistente*. Quito, Pichincha, Ecuador.
- Graff, A. (Octubre de 2006). *IMCYC*. Obtenido de TECNOLOGIA: <http://www.imcyc.com/revistact06/oct06/TECNOLOGIA.pdf>
- Industrial, Instituto Nacional De Tecnología. (2002). *Principios Generales del Diseño por Resistencia*. Obtenido de <http://www.inti.gob.ar/cirsoc/pdf/publicom/Capitulo06.pdf>
- Instituto Tecnológico del Cantábrico. (11 de 2013). *ITC*. Obtenido de ITC: <http://itcformacionyconsultoria.com/2013/12/23/ventajas-autodesk-robot/>
- Lewis, G. E. (1949). *Wikipedia*. Obtenido de Sitio Web Wikipedia: http://es.wikipedia.org/wiki/Terremoto_de_Ambato_de_1949
- NEC Capítulo 1. (2011). Norma Ecuatoriana de la Construcción. En C. E. Construcción, *Capítulo 1 Cargas y Materiales* (págs. 11-13). Quito: NEC.
- NEC Capítulo 2. (2011). Norma Ecuatoriana de la Construcción. En C. E. Construcción, *Capítulo 2 Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente* (págs. 1-89). Quito: NEC.
- NEC Capítulo 4. (2011). Norma Ecuatoriana de la Construcción. En C. E. Construcción, *Capítulo 4 Estructuras de Hormigón Armado* (págs. 1-46). Quito: NEC.
- Organización Mundial de la Salud. (s.f.). *Oficina Subregional de America del Sur*. Obtenido de http://www.disaster-info.net/PED-Sudamerica/ecuador_emergencia.htm
- Structural Office. (2013). *S-Concrete*. Obtenido de S-Concrete: https://s-frame.com/index_files/Files/sconcretedatasheet.pdf

Structural Office. (2013). *S-Concrete*. Obtenido de S-Concrete: https://s-frame.com/index_files/SCONCRETE.htm

teleSUR-MT. (12 de Agosto de 2014). *Noticias América Latina*. Obtenido de teleSUR: <http://www.telesurtv.net/news/Sismo-deja-dos-muertes-en-Quito-20140812-0062.html>

U.S. Geological Survey . (2014). *U.S.G.S.* Obtenido de <http://geohazards.usgs.gov/designmaps/ww/>

Zacarías, M. (8 de Marzo de 2012). *Slideshare*. Obtenido de <http://www.slideshare.net/daccjade/diseo-plastico-o-de-resistencia-ultima-2>