

UNIVERSIDAD DE CUENCA



Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

Análisis comparativo del sistema estructural sismorresistente empleado en Ecuador vs. el empleado en Estados Unidos

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

Director:

Ing. Francisco Xavier Flores Solano, PhD.

C.I: 0301547410

Autor:

Ana Gabriela Mora Ortega

C.I: 0106816952

Juan Carlos Rodas Correa

C.I: 0105631808

Cuenca – Ecuador

Enero-2018



RESUMEN

Garantizar la seguridad en edificaciones es el principal objetivo del diseño estructural. Sin embargo, la falta de control en el país, provoca que las personas por desconocimiento, ahorro económico o negligencia omitan un diseño sismorresistente. El objetivo de este trabajo de titulación es comparar, para una misma edificación de hormigón armado, el diseño sismo resistente utilizando la metodología que se emplea actualmente en Ecuador (MEE), con la metodología que se emplea en Estados Unidos (MEEU) y con el diseño únicamente a gravedad. Mediante la modelación de la estructura en el software ETABS, se realizó el dimensionamiento de los elementos por método de capacidad con análisis modal espectral, de acuerdo a los lineamientos de la norma ecuatoriana de la construcción (NEC), para los sistemas sismo resistentes. Posteriormente, se obtuvo las demandas en los elementos y se procedió a calcular el refuerzo para las diferentes edificaciones de acuerdo a la NEC y la ACI. Los resultados mostraron que, para MEEU se necesitó 13% menos de hormigón y 18% menos acero que MEE; mientras que el sistema únicamente a gravedad empleó alrededor del 50% de la cantidad de materiales que MEEU. Sin embargo, MEEU requirió una mayor cantidad de tiempo de diseño que los demás métodos debido al tipo de modelamiento que emplea. La inversión extra requerida por el uso de un sistema sismorresistente en un edificio se justifica para las condiciones sísmicas de la región, salvando vidas y solicitando menores costos en la reparación y reemplazo de los elementos después del sismo.

Palabras Clave: Sistema sismorresistente, pórticos especiales a momento, hormigón armado, deriva de piso, espectro de diseño.



ABSTRACT

Ensuring safety in buildings is the main objective of structural design. However, lack of control by authorities and ignorance, negligence, and saving by people allow the omission of a seismic design in many Ecuadorian buildings. The main objective of this bachelor graduation work is to compare between the seismic design using the methodology regularly employed in Ecuador (MEE), the methodology regularly employed in the U.S. (MEEU) and a gravity loads design, using the same concrete building. By modeling the structure using ETABS, according to capacity method, seismic element sections were defined using with modal response spectrum analysis, as established in Ecuadorian construction code (NEC). Then, element forces were obtained and reinforcement was calculated using NEC and ACI codes. As a result, MEEU required 13% less concrete and 18% less steel than MEE while gravity loads design required about half of the amount of materials needed in MEEU and MEE. Nevertheless, MEEU used more time for the design than the other two methods because of the modeling parameters needed. Due to country's seismic condition, a building's seismic design investment is justified. It will provide safety to its occupants and reduce repair costs after an earthquake.

Keywords: Seismic structural system, special moment frames, reinforced concrete, floor drift, design spectrum.



CONTENIDO

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	16
1.1. Antecedentes y motivación del problema	16
1.1. Objetivos	18
1.1.1. Objetivo general	18
1.1.2. Objetivos específicos:	19
1.2. Alcance	19
1.3. Contenido de este documento	19
CAPÍTULO 2: DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO	21
2.1. Introducción	21
2.2. Descripción del edificio	21
2.3. Tipo de suelo y amenaza sísmica	23
2.4. Espectro de diseño, factor de reducción sísmica R y factor de importancia I	24
2.4.1. Espectro de Diseño	24
2.4.2. Factor de Reducción Sísmica R	25
2.4.3. Factor de Importancia I	25
2.5 Materiales	25
2.6. Cargas aplicadas sobre el edificio	26
2.6.1. Carga Muerta	26
2.6.2. Cargas Vivas	27
2.7. Normativas	27
CAPÍTULO 3: SISTEMA GRAVITACIONAL	28
3.1. Introducción	28
3.2. Combinaciones de Carga	28
3.3. Diseño de Elementos	29
3.3.1. Diseño de Vigas	29
3.3.2. Diseño de Columnas	33
3.3.3. Nudos	37
CAPÍTULO 4: MÉTODO EMPLEADO EN ECUADOR (MEE)	38
4.1. Introducción	38
4.2. Modelamiento	38
4.3. Análisis Estático	39
4.3.1. Configuración Estructural	39
4.3.2. Período de la Estructura	41



4.3.3.	Distribución de fuerzas sísmicas laterales.....	41
4.3.4.	Cortante Basal	43
4.3.5.	Control de Derivas.....	43
4.3.6.	Momentos torsionales horizontales y torsión accidental.....	44
4.3.7.	Efectos $P-\Delta$	45
4.3.8.	Secciones Obtenidas	47
4.4.	Análisis Modal Espectral (AME).....	47
4.4.1.	Período de Vibración.....	48
4.4.2.	Cortante Basal	48
4.4.3.	Control de derivas	48
4.4.4.	Secciones definitivas	49
4.5.	Diseño de elementos.....	49
4.5.1.	Combinación de Cargas	49
4.5.2.	Diseño de vigas.....	50
4.5.3.	Diseño de Columnas	54
4.5.4.	Criterio de Columna Fuerte Viga Débil.....	60
CAPÍTULO 5: MÉTODO EMPLEADO EN ESTADOS UNIDOS (MEEU)		62
5.1.	Introducción.....	62
5.2.	Modelamiento	62
5.3.	Análisis Estático.....	63
5.3.1.	Configuración Estructural	63
5.3.2.	Período de la Estructura	63
5.3.3.	Distribución de fuerzas sísmicas laterales.....	63
5.3.4.	Cortante Basal	64
5.3.5.	Control de Derivas.....	64
5.3.6.	Momentos torsionales horizontales y torsión accidental.....	65
5.3.7.	Efectos $P-\Delta$	66
5.3.8.	Secciones Obtenidas	67
5.4.	Análisis Modal Espectral (AME).....	67
5.4.1.	Período de Vibración.....	67
5.4.2.	Cortante Basal	67
5.4.3.	Control de derivas	68
5.4.4.	Secciones definitivas	68
5.5.	Diseño de elementos.....	69
5.5.1.	Combinación de Cargas	69
5.5.2.	Diseño de vigas.....	69



5.5.3. Diseño de Columnas	72
5.5.4. Criterio de Columna Fuerte Viga Débil.....	74
CAPÍTULO 6: COMPARACIÓN ENTRE MÉTODOS Y CANTIDADES DE OBRA	75
6.1. Introducción.....	75
6.2. Análisis Estático.....	75
6.3. Análisis Dinámico	76
6.4. Requerimientos de Cálculo	76
6.5. Cantidades de obra.....	77
6.5.1. Volumen de hormigón	77
6.5.2. Peso del Acero de Refuerzo.....	78
6.6. Secciones Edificación Real.....	80
CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	83
7.1. Conclusiones	83
7.2. Recomendaciones.....	84
REFERENCIAS	85
ANEXOS.....	86



INDICE DE FIGURAS

Figura 1. 1.....	17
Figura 1. 2.....	17
Figura 2. 1.....	22
Figura 2. 2.....	22
Figura 2. 3.....	22
Figura 2. 4.....	23
Figura 2. 5.....	24
Figura 2. 6.....	24
Figura 2. 7.....	25
Figura 3. 1.....	28
Figura 3. 2.....	32
Figura 3. 3.....	35
Figura 3. 4.....	36
Figura 4. 1.....	39
Figura 4. 2.....	39
Figura 4. 3.....	40
Figura 4. 4.....	40
Figura 4. 5.....	43
Figura 4. 6.....	44
Figura 4. 7.....	48
Figura 4. 8.....	50
Figura 4. 9.....	51
Figura 4. 10.....	53
Figura 4. 11.....	55
Figura 4. 12.....	56
Figura 4. 13.....	60
Figura 5. 1.....	63
Figura 5. 2.....	64
Figura 5. 3.....	65
Figura 5. 4.....	68
Figura 5. 5.....	70
Figura 5. 6.....	72
Figura 5. 7.....	73
Figura 6. 1.....	81
Figura 6. 2.....	82



INDICE DE TABLAS

Tabla 2. 1	23
Tabla 2. 2	25
Tabla 2. 3	26
Tabla 2. 4	26
Tabla 2. 5	27
Tabla 2. 6	27
Tabla 3. 1	29
Tabla 3. 2	31
Tabla 3. 3	31
Tabla 3. 4	33
Tabla 3. 5	34
Tabla 3. 6	35
Tabla 3. 7	37
Tabla 4. 1	42
Tabla 4. 2	42
Tabla 4. 3	45
Tabla 4. 4	45
Tabla 4. 5	46
Tabla 4. 6	47
Tabla 4. 7	47
Tabla 4. 8	48
Tabla 4. 9	49
Tabla 4. 10	55
Tabla 4. 11	58
Tabla 5. 1	64
Tabla 5. 2	65
Tabla 5. 3	66
Tabla 5. 4	66
Tabla 5. 5	67
Tabla 5. 6	67
Tabla 5. 7	68
Tabla 5. 8	68
Tabla 5. 9	69
Tabla 5. 10	69
Tabla 5. 11	70
Tabla 5. 12	71
Tabla 5. 13	71
Tabla 5. 14	72
Tabla 5. 15	73



Tabla 6. 1	75
Tabla 6. 2	76
Tabla 6. 3	77
Tabla 6. 4	77
Tabla 6. 5	78
Tabla 6. 6	79
Tabla 6. 7	79
Tabla 6. 8	79
Tabla 6. 9	80



CLÁUSULA DE PROPIEDAD INTELECTUAL

Yo Ana Gabriela Mora Ortega, autora del trabajo de titulación “ANÁLISIS COMPARATIVO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE EMPLEADO EN ECUADOR VS EL EMPLEADO EN ESTADOS UNIDOS”, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, enero del 2018

Ana Gabriela Mora Ortega

C.I: 0106816952



CLÁUSULA DE PROPIEDAD INTELECTUAL

Yo Juan Carlos Rodas Correa, autor del trabajo de titulación “ANÁLISIS COMPARATIVO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE EMPLEADO EN ECUADOR VS EL EMPLEADO EN ESTADOS UNIDOS”, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, enero del 2018

Juan Carlos Rodas Correa

C.I: 0105631808



**CLÁUSULA DE LICENCIA Y AUTORIZACIÓN PARA PUBLICACIÓN EN
EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL**

Yo Ana Gabriela Mora Ortega, en calidad autora y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación “ANÁLISIS COMPARATIVO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE EMPLEADO EN ECUADOR VS EL EMPLEADO EN ESTADOS UNIDOS”, de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGANICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, enero del 2018

Ana Gabriela Mora Ortega

C.I: 0106816952



**CLÁUSULA DE LICENCIA Y AUTORIZACIÓN PARA PUBLICACIÓN EN
EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL**

Yo Juan Carlos Rodas Correa, en calidad autor y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación “ANÁLISIS COMPARATIVO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE EMPLEADO EN ECUADOR VS EL EMPLEADO EN ESTADOS UNIDOS”, de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGANICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, enero del 2018

Juan Carlos Rodas Correa

C.I: 0105631808



AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, nos gustaría agradecer a Dios, por darnos la fuerza y constancia para superar cada reto que tuvimos a lo largo del camino.

A la Universidad de Cuenca, por la preparación no sólo académica sino ética para la vida profesional, además de la iniciativa para una mejora en la sociedad.

A nuestros docentes, por ser los guías durante nuestra formación profesional, de manera especial al director del presente trabajo de titulación, Ing. Francisco Flores, quien no sólo nos brindó su tiempo y dedicación, sino que compartió experiencias y nos alentó a continuar especializándonos en el campo profesional.

Ana Gabriela Mora Ortega

Juan Carlos Rodas Correa



DEDICATORIA

A Dios:

Por permitirme estar aquí culminando una de las etapas más importantes de mi vida y darme la fuerza y el coraje para superar cada reto.

A mi Familia:

Mis padres, Santiago y Ana, por las incansables noches de insomnio que fueron tanto mías como tuyas, por sus palabras de aliento y su eterno apoyo y comprensión durante toda mi vida. Mis hermanos, Andrés, Francisco y Christian, por siempre estar ahí para mí y ser los mejores consejeros y amigos que pude tener. Mis sobrinas, María Elisa y María Victoria, por ser mi alegría.

A mis ángeles:

Santiago, Francisco y Esther, aunque no pude conocerlos sé que me cuidan desde el cielo y me guían en cada paso que doy. A Elsa, que tuve la dicha de conocer durante 21 años y siempre estuvo ahí para mí con una sonrisa y el cariño que sólo una abuela puede brindar.

A mis amigos:

Por todos los momentos compartidos y la amistad sincera, que espero perdure a pesar del paso del tiempo. En especial a mi compañero del presente trabajo, Juan Carlos.

Ana Gabriela



DEDICATORIA

A Dios:

Por brindarme la oportunidad de una vida llena de gracia, además de la fuerza para culminar los estudios pasando así a una etapa profesional.

A mis padres:

Carlos y Juana, que han sido los principales pilares apoyando esta etapa de estudiante, brindándome todo el amor incondicional para salir adelante hacia cada etapa de mi vida, enseñándome a salir adelante con buenos valores.

A mi hermana:

María Elisa, siendo una guía dentro del campo sobre el cual se maneja la profesión apoyándome de manera incondicional con todo el afecto ayudándome a salir adelante siempre.

A mi ángel:

Abuelita Zoila, que me acompañó durante 20 años siendo uno de los principales motores apoyándome con su amor inmenso, cuidándome desde arriba estando siempre presente en todas mis acciones, enseñándome a superar cada reto por delante, viviendo eternamente dentro de mí.

A mi abuela:

Abuelita Maruja, por ser un gran apoyo durante mi vida estudiantil desde mi nacimiento, aprovechando sus enseñanzas hasta el día de hoy.

A mis familiares:

Tíos y primos que me brindaron de la confianza para culminar mis estudios apoyándome siempre en mis acciones.

A mis amigos:

Que me acompañaron en los largos estudios y jornadas de trabajo, especialmente a Anita que también fue participe de este trabajo.

Juan Carlos



CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes y motivación del problema

El Ecuador es un país ubicado dentro del cinturón de fuego del océano Pacífico, además está asentado sobre la zona de subducción entre de la placa de Nazca y la sudamericana (Yépez, 2001). Históricamente, el país ha sido afectado por numerosos terremotos destructivos, entre ellos el terremoto de Esmeraldas de 1906 ($M=8.8$, que ocupa el octavo lugar de los mayores terremotos de la historia a nivel mundial). De acuerdo al catálogo sísmico del Ecuador, se puede esperar un sismo destructivo en el país cada 12 años; sin embargo, el intervalo entre un sismo destructivo y otro es muy variable. Es por esto que, la recolección de información sísmica es de vital importancia para la planificación y desarrollo sustentable de una sociedad (Rivadeneira et al., 2007).

Si bien, no se puede reducir la amenaza sísmica, se puede disminuir la vulnerabilidad que pueden tener las estructuras mediante códigos de construcción que permitan reducir los daños materiales y principalmente las bajas humanas y así diseñar las edificaciones para resistir los movimientos que, previsiblemente, se producirán durante su vida útil (Ortiz, 2013). Cabe recalcar que, una estructura reforzada o diseñada sísmicamente utilizando el método por capacidad no es aquella que no sufre daño alguno durante el evento, sino que sufre daño en puntos estratégicos y tiene la suficiente resistencia y ductilidad como para garantizar la evacuación segura de sus ocupantes. A pesar de ello, existen dos problemas prevalentes en el país tanto en la etapa de diseño como en la de construcción: la falta de control y la falta de profesionales en el área como responsables del proyecto. Evidencia de ello son las secuelas del terremoto en Manabí del 2016 como puede apreciarse en la Figura 1. 1.

En la actualidad, uno de los sistemas estructurales más empleados en el país, son los pórticos especiales sismo resistentes con vigas descolgadas de hormigón armado. Estos son diseñados de tal manera que todos los pórticos resistan las cargas sísmicas (SRCS). El uso de esta metodología, genera elementos de mayor sección dentro de la estructura, lo cual reduce el espacio útil y la flexibilidad arquitectónica. Sin embargo, la preferencia de su uso radica en: tradición, facilidad constructiva (mayor cantidad de elementos iguales), falta de experiencia utilizando nuevas metodologías y falta de literatura o experiencias que demuestren la eficiencia de un método.



(a) (b)

Figura 1. 1

(a) Falla de piso débil, (b) Estribo con incorrecta longitud de ganchos

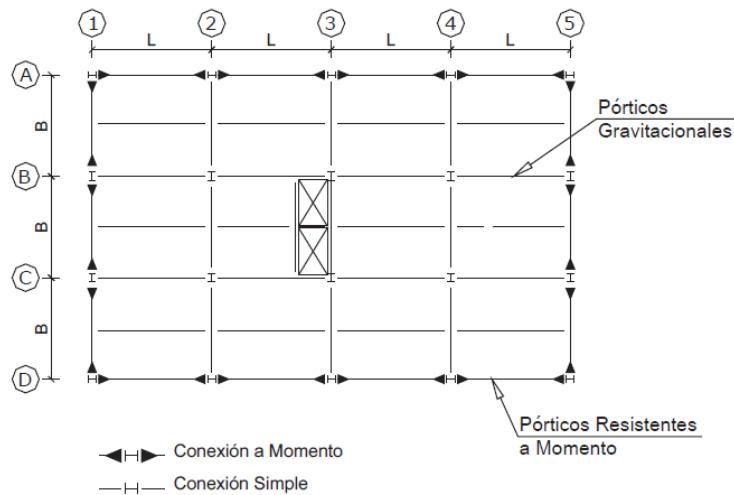


Figura 1. 2

Planta esquemática de un edificio de acero estructural compuesto por una combinación de pórticos resistentes a momento y pórticos gravitacionales. (NEC-SE-AC, 2014)

En países como EEUU y Canadá se trabaja con la metodología indicada en la Figura 1. 2. Es decir, algunos elementos estructurales forman el sistema lateral, mientras que los elementos interiores se encargan únicamente de transmitir las cargas gravitacionales. Como resultado, las secciones interiores se reducen significativamente en dimensiones y armadura. Manuales de diseño, como el de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC, 2016), incluyen ejemplos empleando esta metodología tanto en acero como en hormigón.



No obstante, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) no menciona la obligatoriedad de emplear un único sistema estructural que resista tanto las cargas verticales como laterales, ni tampoco establece alternativas de configuración de estos sistemas, para el caso del hormigón. Mientras que en el caso de estructuras de acero, la NEC si habla sobre el uso de sistemas estructurales separados como puede observarse en la Figura 1. 2, en la que se puede observar que el SRCs está compuesto por los pórticos resistentes a momento localizados en el perímetro del edificio mientras que los pórticos gravitacionales están localizados interiormente.

Ambos métodos sísmo resistentes descritos anteriormente ofrecen una solución acorde a los requerimientos de resistencia establecidos por la normativa vigente. Sin embargo, no existen ejemplos de la aplicación del método empleado en Estados Unidos en nuestro medio.

Considerando que, el mayor costo dentro de una estructura de hormigón es la cantidad de acero a emplear, además que el uso de un sistema sísmo resistente aumenta considerablemente las secciones de los elementos. La ausencia de un sistema sísmo resistente adecuado puede suponer un ahorro sustancial para el dueño de la obra, pero un peligro inminente para los ocupantes del mismo.

En la presente investigación se realizó un análisis comparativo, para una misma edificación, entre el diseño estructural del método sísmo resistente empleado en Ecuador, MEE y el método sísmo resistente empleado en Estados Unidos, MEEU. Además, se incluye el diseño únicamente gravitacional (SUG) de la edificación y la comparación de la cantidad de acero y hormigón que emplea en comparación con los métodos anteriores.

1.1. Objetivos

1.1.1. Objetivo general

Comparar los resultados del diseño y cantidades de obra entre los diseños del sistema tradicional sísmo resistente aplicado en Ecuador, el sistema sísmo resistente aplicado en EEUU y el sistema únicamente gravitacional, para un edificio modelo de hormigón armado.



1.1.2. Objetivos específicos:

- Diseñar un edificio modelo, de acuerdo a la normativa respectiva, el sistema tradicional sismo resistente aplicado en Ecuador, el sistema aplicado en EEUU y el sistema únicamente gravitacional.
- Determinar las cantidades de obra en cuanto a volumen de hormigón y peso de acero, para los elementos que conforman los pórticos del el sistema únicamente gravitacional y los sistemas sismo resistentes antes mencionados.
- Definir el método más eficiente de diseño sismo resistente en cuanto a dificultad de análisis y cantidades de obra.
- Determinar la relación de cantidades de obra del sistema únicamente gravitacional entre el sistema sismo resistente empleado en Ecuador y el empleado en Estados Unidos.

1.2. Alcance

Para este estudio se diseñó únicamente los elementos que conforman los pórticos (vigas, columnas y nudos) para los tres sistemas mencionados: el método empleado en Ecuador (MEE), el método empleado en Estados Unidos (MEEU), y el sistema únicamente gravitacional (SUG) para un edificio de hormigón armado.

El costo de la obra para el propósito de este trabajo, será entendido como las cantidades de obra correspondientes al sistema estructural, que son: volumen de hormigón y peso de hierro.

1.3. Contenido de este documento

El estudio parte con una descripción del edificio a analizar en el capítulo 2 incluyendo: geometría, tipo de suelo sobre el que se asienta, amenaza sísmica (espectro de diseño) entre otros. En el capítulo 3 se aborda un diseño únicamente gravitacional del edificio. El capítulo 4 incluye el diseño sismo resistente con la metodología que actualmente se emplea en el país, es decir con todos los pórticos sismo resistente, desde el modelamiento de la estructura en Etabs, el análisis estático, el análisis modal espectral y el diseño definitivo de los elementos. En el capítulo 5, se analiza los mismos parámetros empleados en el desarrollo del capítulo 4, esta vez usando la metodología empleada en



Estados Unidos. En el capítulo 6 se realiza una cuantificación de las cantidades de hormigón y acero para los tres diseños del edificio, además se incluye una comparación métodos según: el peso de la estructura, cortante basal de diseño, derivas, períodos de vibración y cantidades de obra. Posteriormente en el capítulo 7 se presentan las conclusiones y recomendaciones de este estudio.



CAPÍTULO 2: DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

2.1. Introducción

Este capítulo presenta una descripción de los aspectos más importantes acerca del edificio a analizar. A partir de esta sección se desarrollan los demás capítulos con las consideraciones que aquí se detallan, como son la geometría, tipo de suelo, cargas gravitacionales y las normativas aplicadas para los diferentes diseños. La ubicación de la edificación y el tipo de suelo son de gran importancia como puntos de partida para el diseño pues determinan las fuerzas sísmicas que se aplicarán sobre el edificio durante un evento.

2.2. Descripción del edificio

La edificación modelo a diseñar será el hotel Patricio's, edificio de hormigón armado de diez plantas, ubicado en la ciudad de Bahía de Caráquez, provincia de Manabí. Esta edificación sufrió daños severos durante el sismo del 16 de abril del 2016, debido a fallas estructurales tanto constructivas como de diseño.

El sistema estructural a emplearse es pórticos especiales resistentes a momento. Las luces de los vanos varían desde 2,5m hasta 6m en la dirección X y de 2,1m hasta 7m en la dirección Y. La altura de entre piso es de 3m, con excepción de la planta 2 y la planta 10 que poseen alturas de 4m y 2.7m respectivamente (ver Figura 2. 3). Las plantas 1 y 2 poseen una diferente configuración estructural respecto a las demás plantas, como podemos observar en la Figura 2. 1 y Figura 2. 2.

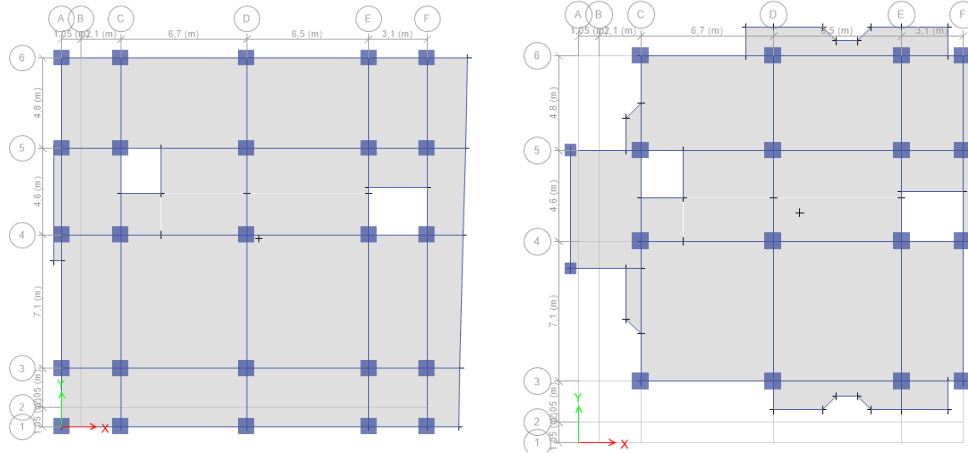


Figura 2.1
 Configuración estructural de las plantas 1 y 2 respectivamente.

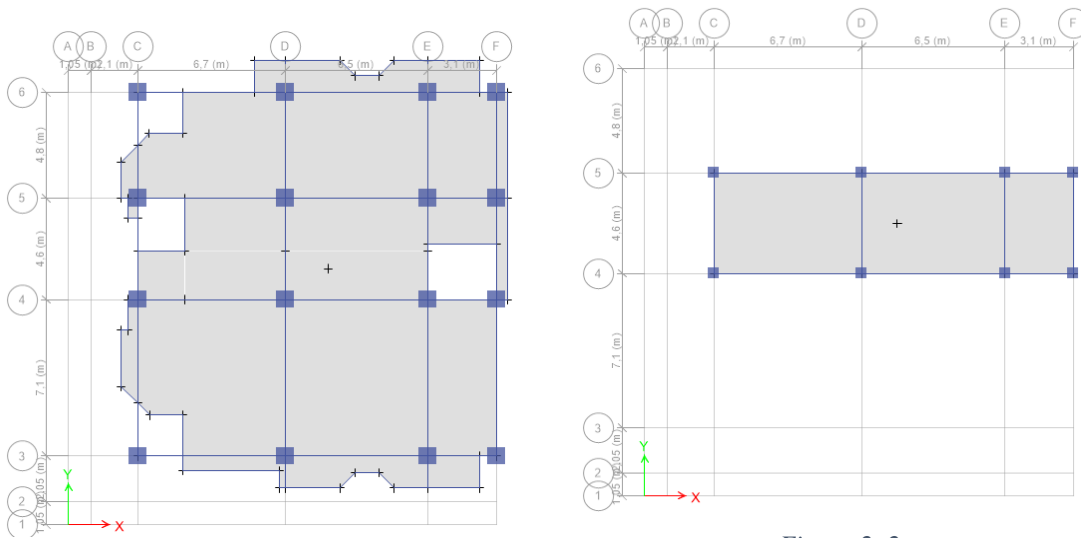


Figura 2.2
 Configuración estructural de las plantas 3-9, y 10 respectivamente

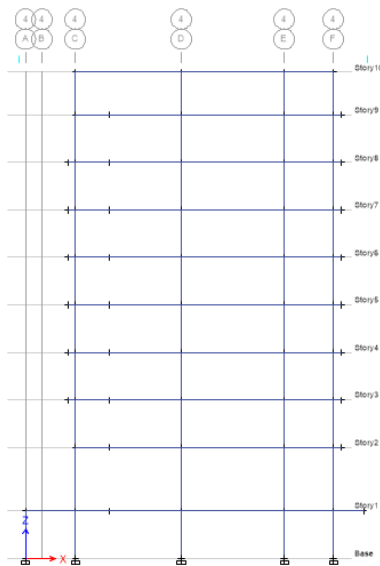


Figura 2.3
 Elevación en el eje 4 del sistema estructural.

2.3. Tipo de suelo y amenaza sísmica

Se consideró un suelo tipo D, de acuerdo a la clasificación dada por la NEC, para emplazar la estructura. El suelo tipo D corresponde a velocidades de onda comprendidos entre $360\text{m/s} > V_s > 180\text{m/s}$ (NEC-SE-DS, 2014).

Según el mapa de zonas sísmicas del Ecuador (Figura 2. 4), la ciudad de Bahía de Caráquez pertenece a la zona de peligro sísmico muy alto y su, factor de zona Z corresponde a aceleraciones sísmicas mayores a $0,5g$.

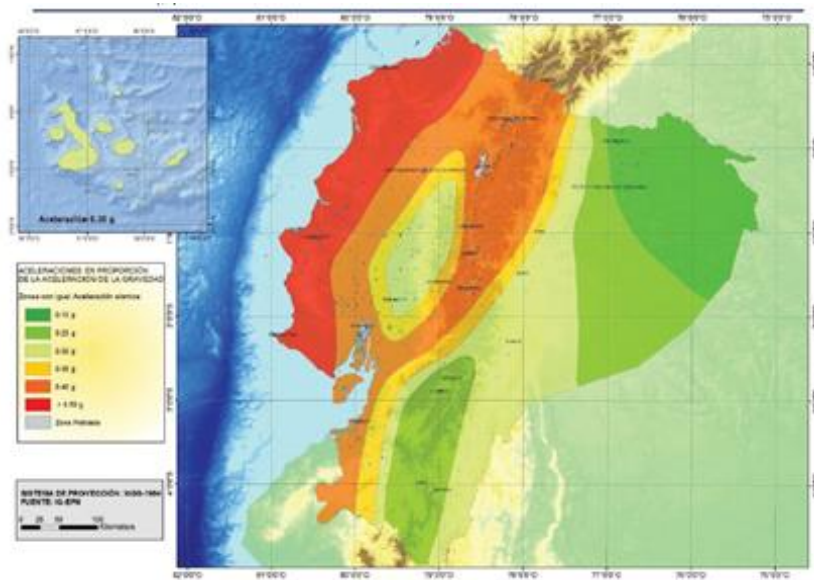


Figura 2. 4
 Mapa de zonas sísmicas del Ecuador (NEC-SE-DS, 2014).

De acuerdo al factor Z y el tipo de suelo a emplear, se asignan los coeficientes de amplificación dinámica F_a , F_d y F_s ; y la relación de amplificación espectral η , mismos que son mostrados en la Tabla 2. 1. Los factores mencionados en este apartado determinan el espectro de diseño a utilizar.

Tabla 2. 1
 Coeficientes para la obtención del espectro de diseño (NEC-SE-DS, 2014).

Factor	Valor
Z	0,5
F_a	1,12
F_d	1,11
F_s	1,4
η	1,8



2.4. Espectro de diseño, factor de reducción sísmica R y factor de importancia I

2.4.1. Espectro de Diseño

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a viene expresado como una fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño (NEC-SE-DS, 2014). Su determinación se presenta en la Figura 2. 5. El espectro estático y dinámico calculado de acuerdo a los factores indicados en la sección 2.3 se presentan en la Figura 2. 6 y Figura 2. 7 respectivamente.

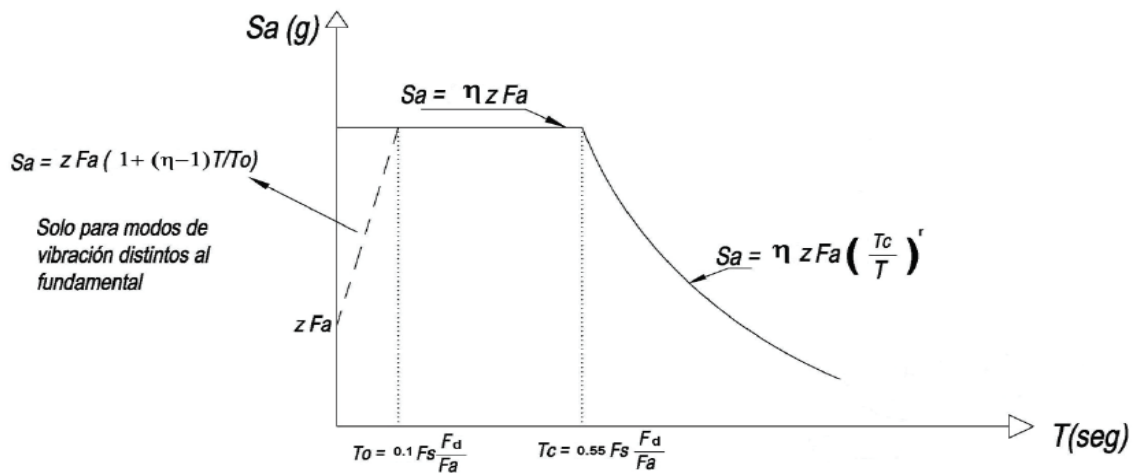


Figura 2. 5
 Determinación del espectro elástico de diseño (NEC-SE-DS, 2014).

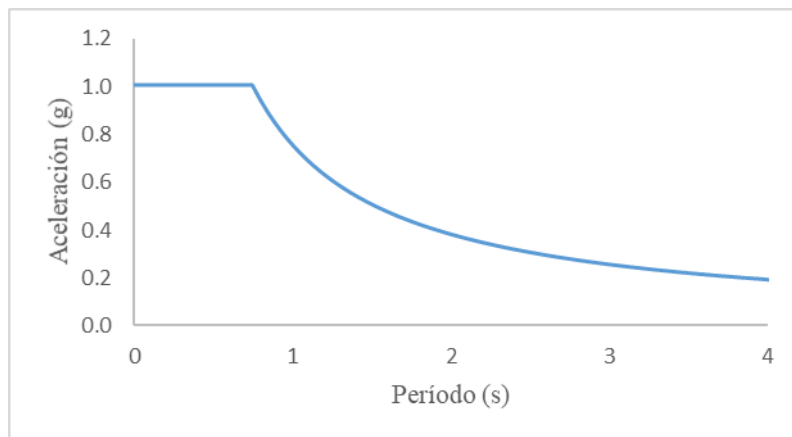


Figura 2. 6
 Espectro Estático.

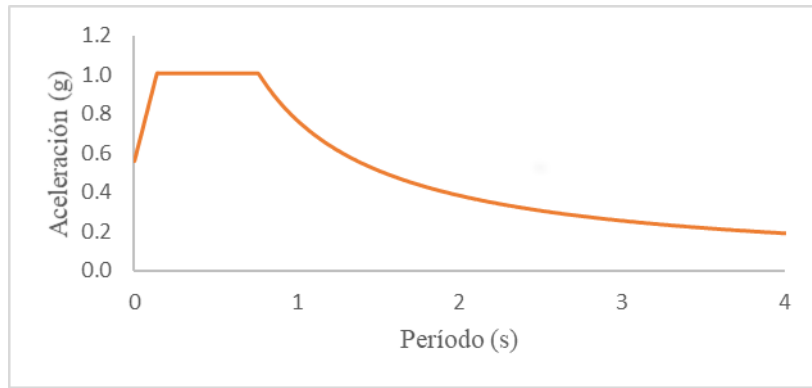


Figura 2. 7
 Espectro Dinámico.

2.4.2. Factor de Reducción Sísmica R

El factor de reducción sísmica R, se aplica según la ductilidad que el sistema estructural proporcione y reduce las aceleraciones sísmicas aplicadas sobre el edificio. Se empleó el valor de R igual a 8, correspondiente a pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas descolgadas (NEC-SE-DS, 2014).

2.4.3. Factor de Importancia I

El diseño de la estructura se realiza para el sismo de diseño, mismo que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un período de retorno de 475 años. Debido a la ocupación del edificio (hotel), le corresponde un factor de importancia igual a 1.

2.5 Materiales

Para los elementos estructurales, se trabajó con un hormigón de $f'c$ mayor de 210kg/m^2 , mínimo permitido por la norma ecuatoriana. Las propiedades de los materiales se detallan en la Tabla 2. 2:

Tabla 2. 2
 Propiedades de los materiales para elementos estructurales

Fuerza a compresión del hormigón	240 kg/cm^2
Esfuerzo de fluencia del acero	4200 kg/cm^2
Módulo de elasticidad de hormigón	235291,29 kg/cm^2



Los elementos no estructurales como son paredes, acabados, etc. se detallan en la Tabla 2. 3:

Tabla 2. 3
 Elementos no estructurales

<i>Elemento</i>	<i>Material</i>
<i>Paredes Exteriores</i>	Bloque Hueco de Hormigón Alivianado (20 cm)
<i>Paredes Interiores</i>	Bloque Hueco de Hormigón Alivianado (20 cm)
<i>Antepechos</i>	Bloque Hueco de Hormigón Alivianado (20 cm)

2.6. Cargas aplicadas sobre el edificio

2.6.1. Carga Muerta

La carga muerta contempla todas las cargas que actúan de forma permanente en la estructura. En este caso se aplicó una carga uniformemente distribuida a cada piso la cual contempla: peso de una losa alivianada de 25cm de peralte, paredes exteriores, paredes interiores, antepechos, vidrios y otros. Debido a que el peso propio de los elementos estructurales a analizar (vigas y columnas) dependen de la dimensión de los mismos, estos serán calculados para cada análisis con el programa de cálculo. En la Tabla 2. 4 se muestran las cargas para cada piso. Además, en la Tabla 2. 5 se ilustra un ejemplo de la determinación las cargas muertas según la distribución arquitectónica.

Tabla 2. 4
 Carga en Tn/m² aplicada a cada planta de la edificación.

<i>Planta</i>	<i>Peso (Tn/m²)</i>
1	0,24
2	0,38
3	0,42
4	0,42
5	0,42
6	0,42
7	0,4
8	0,43
9	0,43
10	0,43



Tabla 2. 5

Ejemplo de descripción para la carga de los elementos no estructurales para la planta 3.

Descripción	Longitud (m)	Altura (m)	Área (m ²)	q (T/m ²)	Peso (T)
Paredes Exteriores	68,44	4,00	273,76	0,22	60,23
Paredes Interiores	94,00	4,00	376,00	0,22	82,72
Antepechos	40,00	1,20	48,00	0,22	10,56
Vidrio	40,00	2,50	100,00	0,03	3,00

2.6.2. Cargas Vivas

Dependiendo del diseño arquitectónico, se aplicaron las cargas vivas de acuerdo al uso del espacio, de esta manera se muestra en la Tabla 2. 6 los diferentes usos del espacio y el peso por metro cuadrado:

Tabla 2. 6

Cargas vivas aplicadas según el uso del área

Corredores	0,49 Tn/m ²
Habitación	0,21 Tn/m ²
Cubierta Designada para área de paseo	0,31 Tn/m ²
Cubierta plana	0,08Tn/m ²

2.7. Normativas

Las normativas aplicadas para el desarrollo de este trabajo fueron las que se nombran a continuación:

- Norma Ecuatoriana de la Construcción, volumen: Hormigón Armado (NEC-SE-HM)
- Norma Ecuatoriana de la Construcción, volumen: Cargas No Sísmicas (NEC-SE-CG)
- Norma Ecuatoriana de la Construcción, volumen: Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente (NEC- SE- DS)
- Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14)
- Recomendaciones para el Diseño de Conexiones Viga-Columna en Estructuras Monolíticas de Concreto Reforzado (ACI 352RS-02)

CAPÍTULO 3: SISTEMA GRAVITACIONAL

3.1. Introducción

En el capítulo se considera la estructura a diseñar únicamente bajo cargas verticales, es decir carga muerta y carga viva. El objetivo es establecer las dimensiones de cada elemento y así realizar la comparación con un diseño donde se consideran cargas sísmicas.

A partir de los resultados de la modelación del edificio en Etabs, con únicamente las cargas gravitacionales determinadas en la sección 2.6. Se procedió a diseñar estos elementos empleando los criterios discutidos en este capítulo.

En esta sección se discute acerca del diseño gravitacional para los elementos que conforman el sistema resistente a cargas gravitacionales. La Figura 3. 1 muestra una de las plantas del edificio donde el sistema gravitacional viene dado por vigas_X, vigas_Y y las columnas.

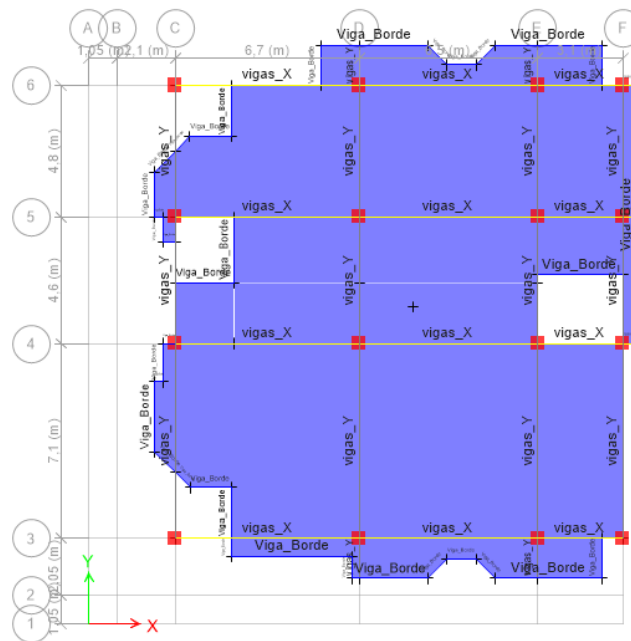


Figura 3. 1
Sistema gravitacional en la planta 5

3.2. Combinaciones de Carga

Empleando las cargas presentadas en la sección 2.6 se procedió a realizar las combinaciones de carga respectivas indicadas por la NEC-SE-CG, sección 3.4.3.



Debido a que este diseño únicamente soporta cargas de gravedad se utilizarán combinaciones que se encuentren en función de la carga muerta y viva como son las siguientes:

$$Comb.1 = 1.4 D$$

$$Comb.2 = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 \max[Lr; S; R]$$

$$Comb.3 = 1.2 D + 1.6 [Lr; S; R] + \max[L; 0.5W]$$

Donde:

D es la carga permanente

L es la carga viva (sobrecarga)

Lr carga cubierta (carga viva)

S es la carga por granizo

W es la carga por viento (no se considera para este diseño)

3.3. Diseño de Elementos

El diseño de los elementos se realizó para la viga más cargada de cada piso en X y en Y. Además, el refuerzo obtenido se proyectó a las demás vigas de ese piso.

3.3.1. Diseño de Vigas

3.3.1.1. Sección

Para el predimensionamiento de los elementos se consideró las recomendaciones del ACI 318-14 basadas en las condiciones de borde de las vigas. Obteniéndose las secciones presentadas en la Tabla 3. 1.

Tabla 3. 1
Secciones de los elementos gravitacionales para cada diseño

Diseño	Dirección	
	X	Y
Únicamente gravitacional	35X45	40X50
Sistema gravitacional para MEEU	40X50	40X55



3.3.1.2. Diseño a Flexión

La resistencia a flexión viene dada por la sección del elemento y el refuerzo longitudinal del mismo (Nilson, 1999). El refuerzo se estableció de tal manera que la relación demanda/ capacidad se encuentre en entre 0,9 a 1. Para la determinación de la capacidad a flexión se empleó la siguiente expresión:

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{A_s f_y}{2 \cdot 0.85 f'_c b} \right)$$

Donde:

M_n es el momento nominal en la viga en kg-cm

A_s es el área de acero de refuerzo en cm^2

d es el peralte efectivo de la viga en cm

f_y es la resistencia a la fluencia del acero de refuerzo en kg/cm^2

ϕ es el factor de reducción de resistencia a flexión (0,9)

Por otro lado, para diseñar un elemento a flexión como se indicó previamente se debe cumplir con las siguientes relaciones

$$P_u < 0,10 f'_c A_g$$

$$L_n \geq 4 H$$

Donde:

P_u es la carga última axial

f'_c es la resistencia a la compresión del hormigón

A_g es el área bruta de la sección

L_n es la luz libre de la viga

H es el peralte de la viga

A continuación, se presenta un ejemplo de cálculo del refuerzo a flexión para la viga, del piso 2, eje 5 entre los ejes C-D en el momento negativo del eje C (Figura 3. 2). El recubrimiento se considera 5cm, el cual contempla 4 cm de recubrimiento libre y 10mm debido al estribo. En la Tabla 3. 2 se presentan los datos de la sección.



Tabla 3. 2
 Geometría de la sección

h (cm)	50
b (cm)	40
r (cm)	5
d (cm)	45

El momento a diseñar proviene de la combinación 2 y tiene una magnitud de 10736 Kg-m (Tabla 3.3). Utilizando la ecuación para momento nominal, para un área de acero igual a $A_s = 9.8 \text{ cm}^2$, que representa una cuantía $\rho = \frac{A_s}{b \cdot h} = 0.007$ se obtuvo lo siguiente:

$$M_n = 9.8 * 4200 \left(45 - \frac{9.8 * 4200}{2 * 0.85 * 240 * 60} \right) = 15274.06 \text{ kg} - \text{m}$$

Multiplicado por el coeficiente $\phi = 0.9$ se obtuvo un valor de $\phi M_n = 13746.66 \text{ kg} - \text{m}$

El área de acero transformado a varillas comerciales se traduce en 2 varillas de 22mm y 2 varillas de 12mm en la parte superior de la viga, y 2 varillas de 22mm como refuerzo inferior. Los resultados del diseño se resumen en la Tabla 3. 3.

Tabla 3. 3
 Resultados del diseño

Combinación	1.2D+ 1.6L
M_u (Kg-m)	12840
cuantía	0,007
ϕM_n (Kg-m)	13746,66
Refuerzo superior	2 ϕ 22mm + 2 ϕ 12mm
A_s total (cm ²)	9,865
Refuerzo inferior	2 ϕ 22mm
D/C	0,93

Este procedimiento se realizó para el cálculo de todo el acero necesario para las diferentes partes de las vigas tanto en dirección X como en dirección Y, mismo que se detalla en el Anexo 1 y Anexo 3.

En la Figura 3. 2 se observa que para la viga en programa Etabs obtiene un acero necesario de 9,41 cm² para el momento negativo, siendo muy cercano el valor del acero obtenido en el ejemplo.

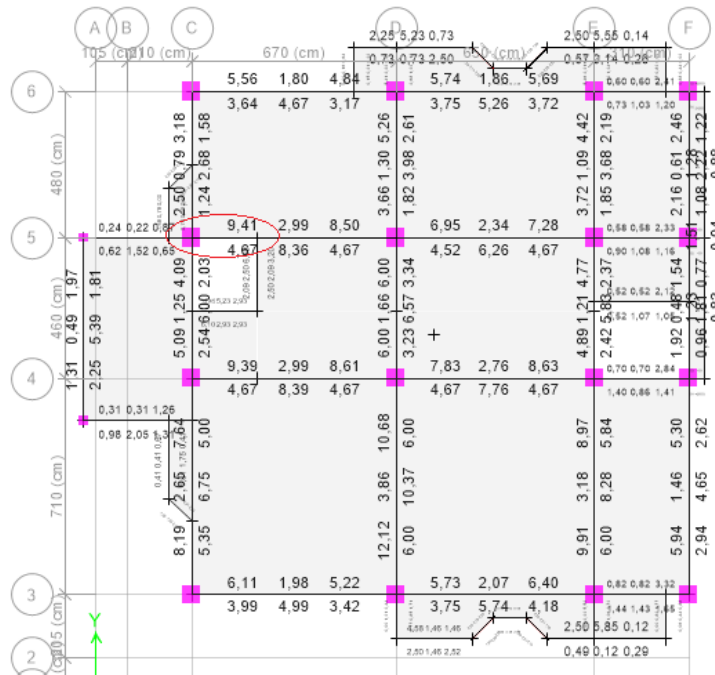


Figura 3. 2
 Viga diseñada en el ejemplo

3.3.1.3. Diseño a Cortante

Debido a las fuerzas de gravedad, se produce una fuerza cortante sobre los elementos mismos que deben ser soportados por la armadura transversal:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde:

ϕ es un factor de reducción de resistencia, en este caso 0.75

V_u es el cortante último en kg

V_n es el cortante nominal en kg

La resistencia a corte depende de la resistencia del hormigón y del hierro, teniendo así las siguientes relaciones obtenidas de la sección 22.5 de la ACI 318:

$$V_n = V_c + V_s$$

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



$$V_s = \frac{A_v d f_y}{s}$$

Donde:

V_c es la resistencia del concreto al cortante en kg

V_s es la resistencia del refuerzo al cortante en kg

A_v es el área del refuerzo a cortante en cm^2

s es la separación entre estribos en cm

Se presenta en la Tabla 3. 4 el diseño a cortante, para la misma viga considerada para el diseño a flexión. El cortante último viene de la combinación de carga 2. De acuerdo a la NEC-SE-HM, en la sección 4.2.8, se requiere emplear estribos cerrados de mínimo 10mm de diámetro y un espaciamiento no mayor que 100mm o $d/4$ para la zona de confinamiento. Por lo que, a pesar de que con la resistencia a cortante aportada por el hormigón, $\phi V_c = 6466Kg$, se requiere el uso de estribos cerrados.

Tabla 3. 4
 Resultados diseño a cortante

V_u (Kg)	5798.05
#ramas	2
A_v (cm ²)	1.571
s (cm)	10
ϕV_n (Kg)	17318.03

El refuerzo obtenido por el programa fue de $0,0292 cm^2$, que difiere mucho del refuerzo que se puso, pues este fue el mínimo que la norma permite. El refuerzo transversal detallado de los elementos del sistema gravitacional se detalla en el Anexo 2 Anexo 3 y Anexo 4.

3.3.2. Diseño de Columnas

En esta sección se muestra el diseño de las columnas debido a los esfuerzos de flexocompresión y cortante. Además, se incluye una comparación del refuerzo obtenido y el refuerzo que da como resultado Etabs.



3.3.2.1. Sección de las Columnas

Para todos los diseños se consideró columnas cuadradas. Dicho esto, las dimensiones fueron determinadas mediante la aproximación de la carga que llega a la columna. Las secciones de las columnas se mantienen constantes en tres pisos consecutivos como se indica en la Tabla 3. 5.

Tabla 3. 5
 Secciones columnas gravitacionales

<i>Planta</i>	<i>Dimensiones (cm)</i>
1-3	60X60
4-6	50X50
7-9	40X40
10 y columnas discontinuas de las plantas 1 y 2	30X30

3.3.2.2. Diseño a Flexo-compresión

Mediante el análisis de la interacción de esfuerzos combinados de flexo-compresión que resiste la columna, se realizó el diagrama de interacción. La determinación de los diagramas de interacción fue realizada mediante el programa de cálculo. La relación entre la capacidad axial de la sección y la capacidad a flexión de la sección, se expresa mediante las siguientes relaciones:

$$P_n = 0.85 * f'c * a * b * f_y * A_s'$$

$$M_n = 0.85 * f'c * a * b * c$$

Donde:

$$a = \beta * c$$

β es un coeficiente adimensional

b es la base de la sección en cm

c es el brazo de palanca en cm

La cuantía longitudinal un elemento que trabaja como columna es del 1% y un máximo del 3% como se aclara en la sección 4.3.3 de la NEC-SE-HM. En la Figura 3. 3 se

muestra el diagrama de interacción para una columna del piso 2. Por otro lado, en la Figura 3. 3

Diagrama de interacción de para una sección de 60X60, con cuantía de 1.18%

Tabla 3. 6 se muestran los resultados del refuerzo para las columnas del sistema a gravedad.

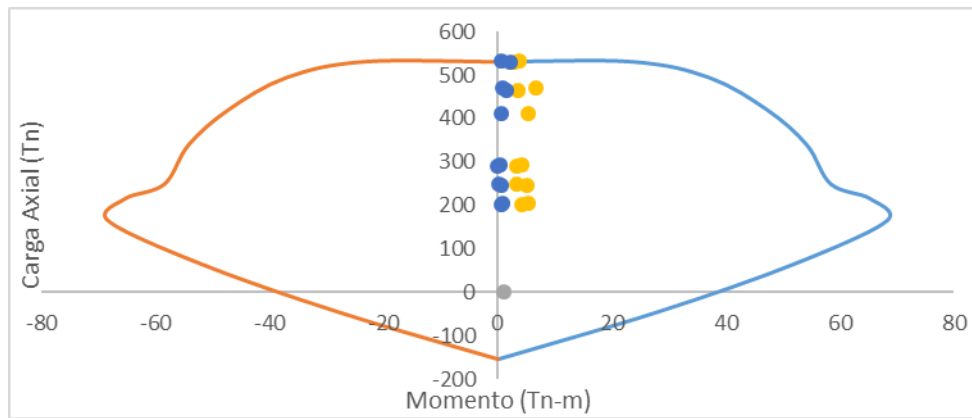


Figura 3. 3

Diagrama de interacción de para una sección de 60X60, con cuantía de 1.18%

Tabla 3. 6

Secciones, Refuerzos y cuantías, del diseño a flexo-compresión de los elementos

Planta	Sección	Refuerzo	Cuantía	Área (cm ²)
1-3	60x60	Esquinas: 4φ18mm Centro: 16φ16mm	1,18%	42,3
4-6	50x50	Esquinas: 4φ14mm Centro: 16φ14mm	1,23%	30,8
7-9	40x40	Esquinas: 4φ14mm Centro: 8φ14mm	1,15%	18,5
10 y columnas discontinuas	30x30	Esquinas: 4φ18mm	1,13%	10,2

De acuerdo al resultado del diseño obtenido por Etabs (Figura 3. 4,) la mayoría de columnas requieren únicamente la cuantía mínima (1%), aunque en la columna del eje D se necesita una mayor cantidad de acero, la combinación de carga que predominó fue la combinación 2.

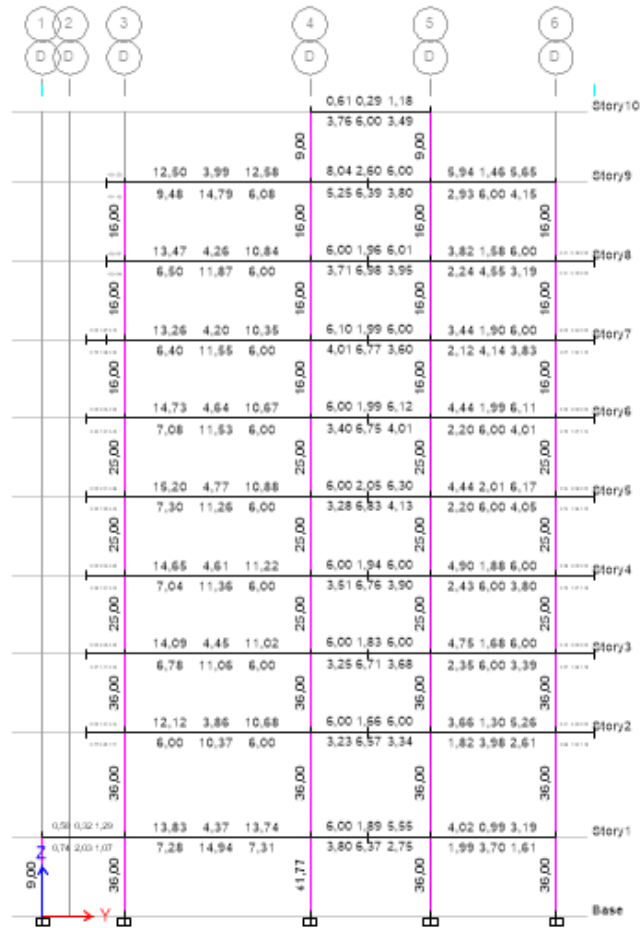


Figura 3. 4
 Refuerzo longitudinal obtenido en Etabs.

3.3.2.3. Diseño a Cortante

Se establecen los siguientes criterios para determinar el refuerzo transversal de las columnas, mostradas en la sección 25.2 de la ACI 318S-14:

- Espaciamiento libre de al menos $(4/3) d$
- El espaciamiento de centro a centro no debe exceder el menor de 16 db de la barra longitudinal, 48db de la barra de estribo y la menor dimensión del miembro.



En la Tabla 3. 7 se presentan los resultados del diseño a cortante para las columnas

Tabla 3. 7
 Diseño a cortante para las columnas

<i>Planta</i>	Sección	Barra	Ramales	ϕ (mm)	Av (cm ²)	Lo (cm)	<i>Zona de</i>	<i>Zona de</i>
							<i>Rot.</i>	<i>No Rot.</i>
							<i>Plástica</i>	
<i>1-3</i>	60x60	16	4	10	3.14	60	5	25
<i>4-6</i>	50x50	14	4	10	3.14	50	5	20
<i>7-9</i>	40x40	14	3	10	2.36	40	5	20
<i>10 y columnas discontinuas pisos 1 y 2</i>	30x30	18	2	10	1.57	30	10	25

3.3.3. Nudos

3.3.3.1. Refuerzo Longitudinal

Para los nudos, el refuerzo longitudinal debe ser el mismo que cruza de los elementos que lo confinan, tanto de vigas y columnas.

3.3.3.2. Refuerzo Transversal

Para el refuerzo transversal, debe cumplir diferentes condiciones dependiendo de su confinamiento teniendo las siguientes condiciones, obtenidas de la sección 4.2 de Recomendaciones para el Diseño de Conexiones Viga-Columna en Estructuras Monolíticas de Concreto Reforzado de la ACI-ASCE 352:

- a. Confinamiento por sus cuatro caras, 3 caras o dos caras opuestas el refuerzo debe ser el mismo de la columna.
- b. Confinamiento por dos caras adyacentes, refuerzo de viga y columna que lo confinan.



CAPÍTULO 4: MÉTODO EMPLEADO EN ECUADOR (MEE)

4.1. Introducción

El diseño sísmico en las edificaciones como se realiza normalmente en Ecuador, busca un diseño regular con secciones de tamaño similar. La concurrencia de este método se puede verificar mediante inspecciones visuales en casi cualquier edificación de hormigón del país, durante la etapa de construcción. La simplicidad de construcción y la redundancia es un factor importante a considerar, ya que al tener secciones iguales se emplean los mismos encofrados y armados para vigas y columnas de una misma planta. Por otro lado, al ser todos los pórticos sismo-resistentes se tiene mayor redundancia, es decir que si uno de los elementos falla durante un evento sísmico existirán más que resguarden la seguridad. Este es un criterio que está considerado en códigos como es el de Estados Unidos (ASCE, 2010).

En este capítulo se presenta los criterios necesarios para la modelación de la edificación empleando este método, la determinación de la carga sísmica actuante y el diseño de los elementos para este sistema.

4.2. Modelamiento

A partir de la geometría establecida en la sección 2.1, se consideraron empotramientos como condiciones de apoyo para todas las columnas; mientras que, todas las conexiones viga-columna se consideraron monolíticas (vigas transmiten completamente el momento a las columnas).

Las losas, formadas por una chapa de 5cm y viguetas de 20cm, fueron modeladas como membranas, es decir, no aportan rigidez a la estructura. Esta consideración crucial para un correcto control de derivas de piso, ya que, sólo los elementos de los pórticos (vigas y columnas), son los elementos sismo-resistentes diseñados para tener ductilidad y por ende encargados de controlar las derivas.

Para la determinación de la rigidez y control de derivas se empleó la inercia agrietada de los elementos estructurales. Por disposición de la NEC-SE-DS en la sección 6.2.2, se requiere tomar como inercia agrietada una fracción de la inercia bruta de la sección I_g siendo:

- 0.5 I_g para las vigas
- 0.8 I_g para las columnas

4.3. Análisis Estático

El análisis estático es el requisito mínimo para todo tipo de estructura (NEC-SE-DS, 2014). Además, su cálculo es obligatorio para realizar el ajuste del cortante basal obtenido en el análisis dinámico.

4.3.1. Configuración Estructural

Las estructuras regulares presentan un adecuado desempeño sísmico, mientras que aquellas que presentan irregularidades tienen penalizaciones, por lo que aumenta el cortante diseño, para considerar el efecto de las mismas. En este caso la estructura poseía una irregularidad de planta Φ_p por retrocesos excesivos en las esquinas (Figura 4. 1) y una de elevación Φ_e por piso flexible (Figura 4. 2).

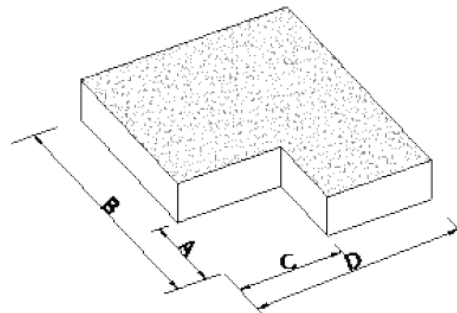


Figura 4. 1
Irregularidad en planta tipo 2 (NEC-SE-DS, 2014)

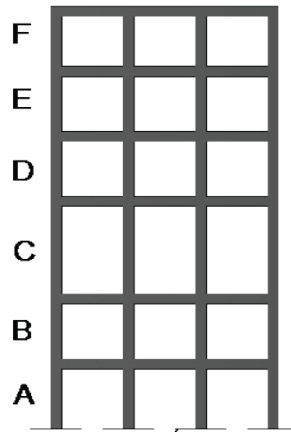


Figura 4. 2

Irregularidad en elevación tipo 1 (NEC-SE-DS, 2014)

Se considera irregularidad en planta cuando $A > 0,15B$ y $C > 0,15D$ como se observa la Figura 4. 3 se tiene que $A = 2,05m$ y $0,15B = 1,005m$, además $C = 2,4m$ y $0,15D = 0,72m$ por lo tanto se dice que tiene irregularidad de planta.

Se considera irregularidad cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o cuando es menor al 80% del promedio de la rigidez lateral de los siguientes 3 pisos superiores, en la dirección X se tiene una rigidez del piso 2 de 64611,3 tn/m y el 80% de la rigidez de los siguientes 3 pisos es de 67459,12 tn/m. La Figura 4. 4 muestra la configuración de la elevación y se especifica el piso en cual existe piso flexible.

De esta manera se justifica el uso de factores de 0,9 para irregularidad en planta y 0,9 para irregularidad en elevación.

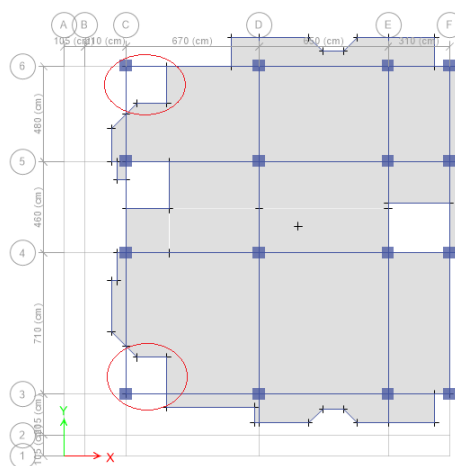


Figura 4. 3

Figura 4.3. Irregularidad en planta

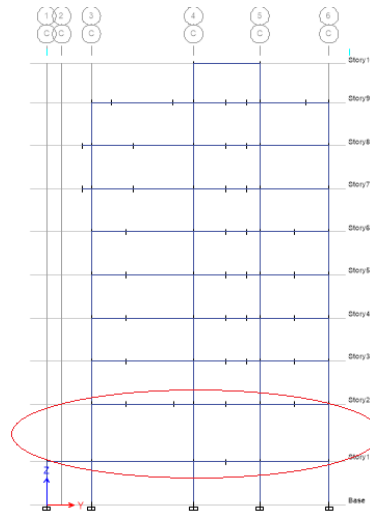


Figura 4. 4
Irregularidad en elevación

4.3.2. Período de la Estructura

El período de la estructura fue determinado en una primera iteración mediante la expresión de la sección 6.3.3 de NEC-SE-DS:

$$T = C_t * h n^\alpha$$

Donde:

C_t y α son coeficientes que dependen del tipo de edificio, en este caso 0,055 y 0,9 respectivamente.

h_n es altura total del edificio en metros, medida desde la base de la estructura.

Para la altura del edificio de 30,7m se obtuvo un período de 1,199s. Sin embargo, para las posteriores iteraciones se empleó el período obtenido por el análisis modal verificando que este no exceda en un 30% al período obtenido por la expresión anterior como muestra la sección 6.3.3 de la NEC-SE-DS. El período fundamental de la estructura fue de 1,129s.

4.3.3. Distribución de fuerzas sísmicas laterales

La distribución de estas fuerzas es similar al modo fundamental de vibración, además es dependiente del período y el peso asignado a cada planta del edificio. Para determinar la distribución de las fuerzas laterales empleó la siguiente relación mostrada en la sección 6.3.5 de la NEC-SE-DS:



$$F_x = \frac{W_x + h_x^k}{\sum W_i + h_i^k} * V$$

Donde:

V es el cortante basal

W_x es el peso asignado al piso x

W_i es el peso asignado al piso i

$h_{x,i}$ es la altura del piso x, i de la estructura

k es el coeficiente relacionado con el período

Los valores para k se ilustran en la Tabla 4. 1:

Tabla 4. 1

Valores de k dependiendo del período fundamental de la estructura (tomada de (NEC-SE-DS, 2014))

Período	K
<0.5	1
$0.5 \leq T \leq 2.5$	$0.75 + 0.5T$
$T > 2.5$	2

La estructura presentó la siguiente distribución de fuerzas laterales ilustrada en la Figura 4. 5 y su obtención en la Tabla 4. 2:

Tabla 4. 2

Obtención de la distribución de fuerzas laterales

Pisos	Masa (kg-s ² /m)	w_i (Tn)	h_i (m)	$w_i * h_i^k$	F_x (Tn)	V (Tn)
1	104453,79	1024,38	3,00	4341,46	12,42	696,91
2	84163,71	825,39	7,00	10654,73	30,48	684,49
3	74394,25	729,58	10,00	15051,35	43,06	654,01
4	73772,16	723,48	13,00	21072,07	60,28	610,95
5	73772,16	723,48	16,00	27684,99	79,20	550,67
6	70733,22	693,68	19,00	33272,18	95,18	471,47
7	71843,25	704,57	22,00	40976,68	117,22	376,28
8	63740,46	625,10	25,00	43007,43	123,03	259,06
9	45453,69	445,76	28,00	35595,46	101,83	136,03
10	13525,16	132,64	30,70	11954,24	34,20	34,20
Total		6628,08		243610,59	696,91	

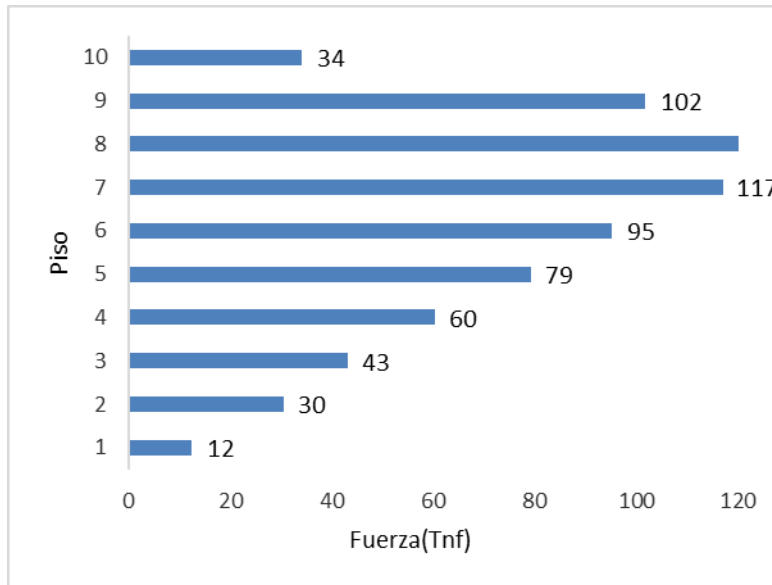


Figura 4. 5
 Distribución de fuerzas laterales para la estructura de estudio

4.3.4. Cortante Basal

El cortante basal, es la fuerza de piso aplicada a la estructura el cual se rige a la ecuación 6.3.2 de la NEC-SE-DS, 2014:

$$V = \frac{Sa(Ta) * W * I}{R * \Phi_p * \Phi_e}$$

Donde:

Sa (Ta) = Es la aceleración correspondiente a un período Ta, obtenido del espectro mostrado en la sección 2.4.1.

R = Considera la ductilidad del sistema sismo-resistente presentado en la sección 2.4.2.

I = Es el factor de importancia, mostrado en la sección 2.4.3.

El cortante basal obtenido para el análisis estático fue de 696.907 Tnf. Debido a que cada iteración conlleva a un aumento en la sección de los elementos, la estructura se vuelve cada vez más pesada y por tanto el cortante basal incrementa

4.3.5. Control de Derivas

La deriva de piso es la relación entre la diferencia de desplazamientos entre dos plantas consecutivas dividida para la altura entre piso. Para obtener la deriva inelástica se emplea la siguiente con la ecuación de la sección 6.3.9 de NEC-SE-DS:

$$\Delta i = 0.75 * R * \Delta e$$

Donde:



Δi es la deriva inelástica

R es el factor de reducción sísmica, obtenido en la sección 2.4.2

Δe es la deriva elástica obtenida por los desplazamientos.

Como requerimiento la deriva máxima inelástica debe ser menor al 2%. Los resultados del control de derivas se muestran en la Figura 4. 6:

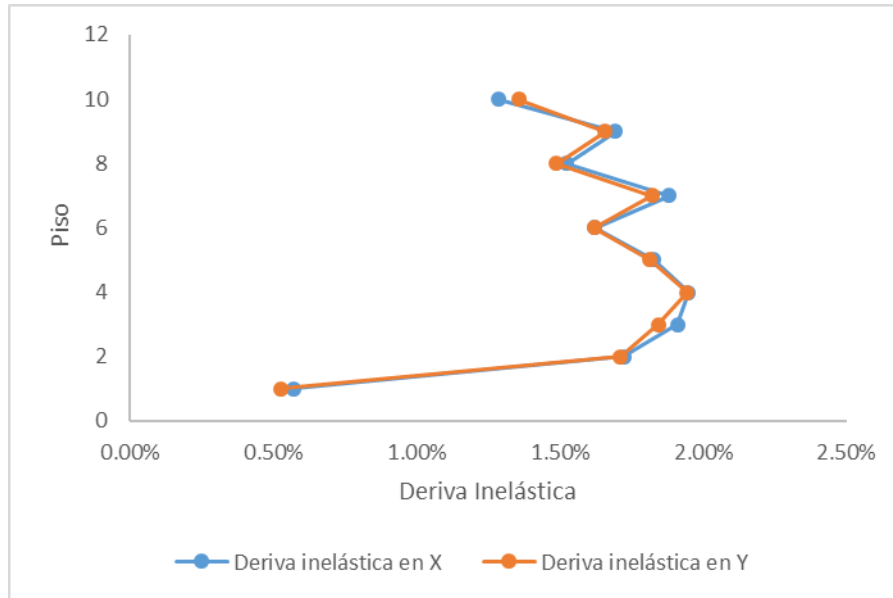


Figura 4. 6
 Control de derivas inelásticas para el método estático

De la figura 4.6 se observa que la deriva máxima produce en la planta 4 donde tenemos derivas de 1,95% y 1,94% en X e Y.

4.3.6. Momentos torsionales horizontales y torsión accidental

La sección 6.3.7 de las NEC-SE-DS indica que si se produce irregularidad torsional los efectos deben ser considerados incrementando la torsión accidental en cada nivel mediante el factor de amplificación A_x .

$$A_x = \left(\frac{d_{max}}{1,2 \cdot d_{prom}} \right)^2 \leq 3$$

Donde:

d_{max} es la máxima deriva del piso

d_{prom} es la deriva promedio del piso



Un valor de A_x mayor a 3 requiere un rediseño de la estructura.

En la

Tabla 4. 3 y Tabla 4. 4 se muestra que para la edificación considerada no se presentó torsión accidental:

Tabla 4. 3
 Torsión accidental en dirección X

<i>Piso</i>	<i>dmax</i>	<i>dprom</i>	<i>Radio</i>	<i>Ax</i>	<i>Condición</i>
10	0,0247	0,0241	1,041	0,734	No hay T.A.
9	0,0248	0,0225	1,041	0,844	No hay T.A.
8	0,0220	0,0200	1,041	0,845	No hay T.A.
7	0,0195	0,0177	1,041	0,844	No hay T.A.
6	0,0165	0,0150	1,041	0,840	No hay T.A.
5	0,0138	0,0126	1,041	0,835	No hay T.A.
4	0,0108	0,0099	1,041	0,826	No hay T.A.
3	0,0077	0,0071	1,041	0,808	No hay T.A.
2	0,0046	0,0043	1,041	0,772	No hay T.A.
1	0,0009	0,0008	1,041	0,875	No hay T.A.

Tabla 4. 4
 Torsión accidental en dirección Y

<i>Piso</i>	<i>dmax</i>	<i>dprom</i>	<i>Radio</i>	<i>Ax</i>	<i>Condición</i>
10	0,0265	0,0236	1,0610	0,8786	No hay T.A.
9	0,0245	0,0219	1,0610	0,8712	No hay T.A.
8	0,0218	0,0195	1,0610	0,8660	No hay T.A.
7	0,0193	0,0173	1,0610	0,8610	No hay T.A.
6	0,0163	0,0147	1,0600	0,8537	No hay T.A.



5	0,0136	0,0123	1,0600	0,8471	No hay T.A.
4	0,0106	0,0097	2,0600	0,8368	No hay T.A.
3	0,0074	0,0068	3,0600	0,8178	No hay T.A.
2	0,0044	0,0041	4,0600	0,7970	No hay T.A.
1	0,0009	0,0008	5,0600	0,8669	No hay T.A.

4.3.7. Efectos P-Δ

Son efectos secundarios que aumentan las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura, calculando un coeficiente de estabilidad mostrado en la sección 6.3.8 de NEC-SE-DS:

$$Q_i = \frac{P_i * \Delta_i}{V_i * h_i}$$

Donde:

P_i es la suma de la carga vertical total sin mayorar (D+L) del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i

Δ_i es la deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso.

V_i es el cortante sísmico del piso i

h_i es la altura del piso i considerado

Para un valor de Q_i < 0.1 no se deben considerar efectos P-Δ, mientras que valores mayores a 0.3 requieren un rediseño puesto que la estructura es inestable. En el caso que Q_i se encuentre entre 0.1 y 0.3, según la sección 6.3.8 de la NEC-SE-DS se debe considerar un factor de amplificación igual a:

$$f_{p-\Delta} = \frac{1}{1 - Q_i}$$

Y se debe amplificar derivas, fuerzas internas y momentos.

No existieron efectos de segundo orden sobre la estructura, por lo cual no fue necesario la amplificación de las derivas, fuerzas y momentos sobre la estructura, en Tabla 4. 5 y Tabla 4. 6 se muestra el cálculo para efectos P-Δ:

Tabla 4. 5

Tabla 4.5: Efectos P-Δ en dirección X.



<i>Piso</i>	<i>CM (Tn)</i>	<i>CV (Tn)</i>	<i>Pi (Tn)</i>	<i>Deriva</i>	<i>Vi (Tn)</i>	<i>Qi</i>
10	88,55	6,00	94,55	0,0021	34,20	0,0059
9	386,40	96,65	483,05	0,0028	136,03	0,0100
8	767,26	166,68	933,94	0,0025	260,06	0,0091
7	1182,98	248,50	1431,48	0,0031	377,30	0,0119
6	1620,94	327,15	1948,09	0,0027	472,51	0,0111
5	2057,20	404,73	2461,93	0,0030	551,73	0,0136
4	2493,45	482,31	2975,77	0,0032	612,04	0,0158
3	2937,52	559,90	3497,42	0,0032	655,12	0,0170
2	3429,85	638,55	4068,39	0,0029	685,62	0,0170
1	4000,62	812,13	4812,74	0,0010	698,05	0,0066

Tabla 4. 6
Tabla 4.6: Efectos P-Δ en dirección Y.

<i>Piso</i>	<i>CM (Tn)</i>	<i>CV (Tn)</i>	<i>Pi (Tn)</i>	<i>Deriva</i>	<i>Vi (Tn)</i>	<i>Qi</i>
10	88,55	6,00	94,55	0,0023	34,20	0,0063
9	386,40	96,65	483,05	0,0028	136,03	0,0098
8	767,26	166,68	933,94	0,0025	260,06	0,0089
7	1182,98	248,50	1431,48	0,0030	377,30	0,0115
6	1620,94	327,15	1948,09	0,0027	472,51	0,0111
5	2057,20	404,73	2461,93	0,0030	551,73	0,0135
4	2493,45	482,31	2975,77	0,0032	612,04	0,0157
3	2937,52	559,90	3497,42	0,0031	655,12	0,0164
2	3429,85	638,55	4068,39	0,0029	685,62	0,0169
1	4000,62	812,13	4812,74	0,0009	698,05	0,0060

4.3.8. Secciones Obtenidas

Las secciones que controlaron una deriva menor del 2% son las siguientes (Tabla 4. 7):

Tabla 4. 7
 Secciones definitivas para el control de derivas por análisis estático

<i>Planta</i>	<i>Vigas</i>		<i>Columnas</i>
	X	Y	
1-2	60X85	60X90	85X85



2 cubierta	60X75	40X50	60X60
3	60X85	65X80	85X85
4-6	60X85	65X80	80X80
7-8	60X85	65X80	60X60
9-10	40X50	40X50	50X50

4.4. Análisis Modal Espectral (AME)

Las secciones obtenidas anteriormente fueron para el método estático. Las secciones definitivas para el diseño, se determinaron mediante análisis modal espectral (AME). Esta metodología permite reducir las secciones, período y cortante basal respecto al método estático. Además, esta metodología considera de forma más real el comportamiento de la estructura.

4.4.1. Período de Vibración

El período de vibración fue calculado mediante análisis modal obteniendo un período de 1.203s para el período fundamental de la estructura.

4.4.2. Cortante Basal

Para el caso edificaciones que presentan irregularidades se requiere que el cortante basal sea como mínimo un 85% del cortante basal estático indicado en la sección 4.3.4 de la NEC-SE-DS. Por esta razón se requiere un ajuste del mismo tanto en la dirección X como en la dirección en Y, los resultados del cortante basal ajustado se muestran en la Tabla 4. 8:

Tabla 4. 8
 Cortante basal estático y dinámico

Análisis	V (Tnf)
85%Estático	592.372
AME X	592.501
AME Y	592.772

4.4.3. Control de derivas

Debe cumplir los mismos requerimientos 4.3.5, las derivas para el AME se presentan en la Figura 4. 7:

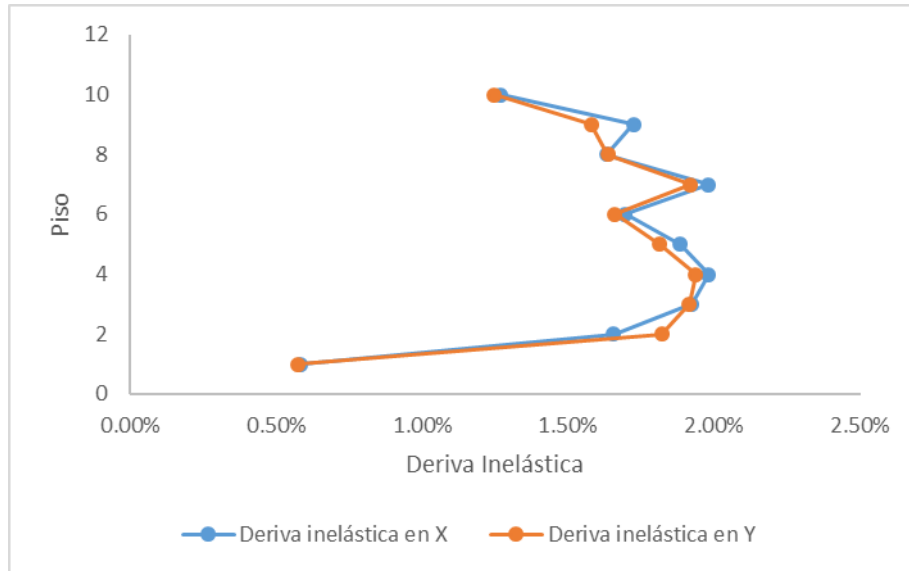


Figura 4. 7
 Derivas inelásticas para el AME

De igual manera, como sucede con el análisis estático las mayores derivas se encuentran en la planta 4, pero se mantienen por debajo del límite establecido por la NEC.

4.4.4. Secciones definitivas

Las secciones obtenidas para el control de las derivas, son las mostradas a continuación en la Tabla 4. 9:

Tabla 4. 9
 Secciones definitivas para el control de derivas por AME

Planta	Vigas		Columnas
	X	Y	
1-2	60X80	60X80	85X85
2 cubierta	50x75	40x50	60x60
3	65X75	65X75	85X85
4	65X75	65X75	80X80
5-6	60X75	60X75	80X80
7-8	50X75	55X70	60X60
9	40X50	45X55	50X50
10	40X50	40X50	50X50

4.5. Diseño de elementos

Una vez obtenidas las secciones definitivas de los elementos, para obtener las demandas respectivas se empleó en esta ocasión la inercia bruta. En tanto que, la inercia agrietada es usada durante el análisis dinámico, ya que considera que, durante el evento dinámico, los elementos se agrietan y pierden parte de su capacidad de resistir las fuerzas.

4.5.1. Combinación de Cargas

Para el diseño de los elementos estructurales, a diferencia de los elementos gravitacionales, se requiere considerar también los efectos del sismo por lo que se tomaron en cuenta las siguientes combinaciones de carga:

$$\text{Comb.1} = 1.4 D$$

$$\text{Comb.2} = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 \max[Lr; S; R]$$

$$\text{Comb.3} = 1.2 D + 1.6 [Lr; S; R] + \max[L; 0.5W]$$

$$\text{Comb.5} = 1.2 D + L \pm E$$

$$\text{Comb.7} = 0.9 D \pm E$$

4.5.2. Diseño de vigas

4.5.2.1. Diseño a Flexión

Para el diseño a flexión del sistema sísmico se consideran las mismas relaciones establecidas para el diseño a flexión en el sistema gravitacional (ver sección 3.3.1.2.). Sin embargo, debido al aumento de secciones y la distribución no uniforme de luces libres en los vanos, se requiere trabajar con vigas de acople en ciertos vanos como el E-F.

La norma ACI establece que para secciones que no cumplan con el requerimiento de $L_n/H \geq 4$, pero que la relación L_n/H se encuentre entre 2 y 4, se permite diseñar el elemento según las condiciones de sismo resistencia de una viga con $L_n/H \geq 4$, como se muestra en Figura 4. 8 la obtenida de la sección 4.2 de NEC-SE-HM.

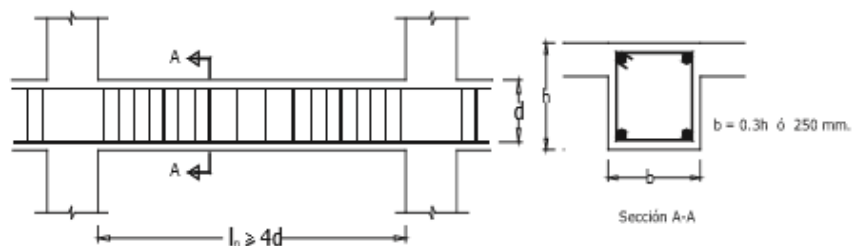




Figura 4. 8
Características de elementos a flexión.

La resistencia a flexión se obtiene como se indicó en la sección 3.3.1.2.

A continuación, se muestra el cálculo del refuerzo para un momento último de 94873kg-m que corresponde al momento negativo en el eje E y 3 para la viga en X, en el vano D-E de la segunda planta, mismo momento que se obtuvo de la combinación 5, detallada en la sección 4.5.1:

Para una sección de 60x80 con recubrimiento libre de 4cm y considerando estribos de 10 mm, se obtiene un peralte efectivo de 75cm, el acero necesario fue de:

$$A_s = 36,9\text{cm}^2 \rightarrow \rho = \frac{A_s}{b \cdot h} = 0,0082$$

Utilizando la ecuación para momento nominal, se obtuvo lo siguiente:

$$M_n = 36,9 * 4200 \left(75 - \frac{36,9 * 4200}{2 * 0,85 * 240 * 60} \right) = 106393\text{kg} - \text{m}$$

Multiplicado por el coeficiente $\phi = 0,9$ se obtuvo un valor de $\phi M_n = 95754\text{kg} - \text{m}$

Este valor de cuantía transformado a varillas comerciales se obtuvo que se necesita 8 varillas de 25mm dando un área de acero total de 39,27cm², que en cuantía representa un valor de 0,0087. La Figura 4. 9 muestra la cantidad de acero obtenida en el programa Etabs. Este procedimiento se realizó para el cálculo de todo el acero necesario para las diferentes partes de las vigas tanto en dirección X como en dirección Y, mismo que se detalla en el Anexo 5 y Anexo 7.

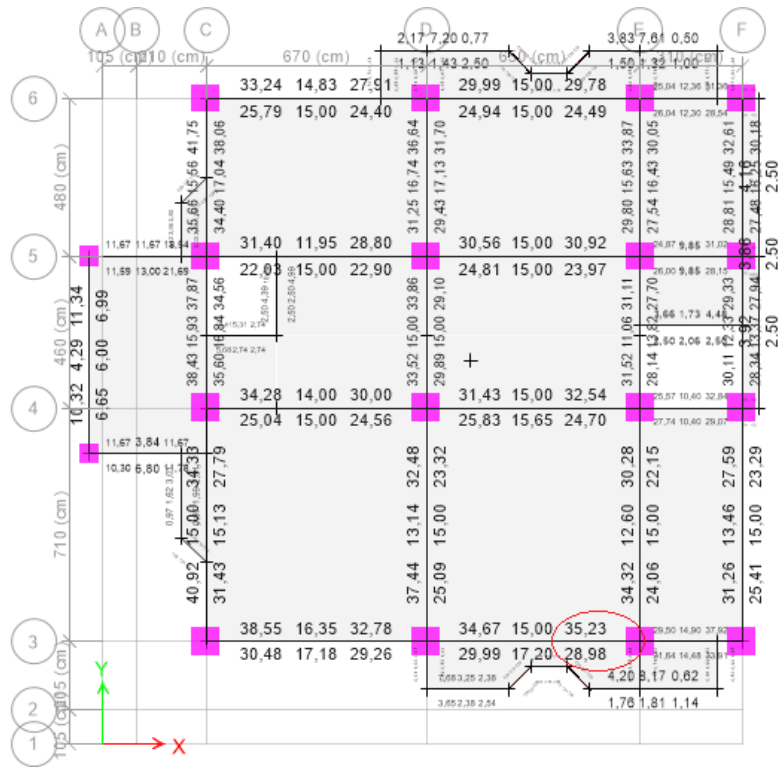


Figura 4. 9
 Resultado de Etabs para la viga ejemplo.

4.5.2.2. Diseño a cortante

El diseño a cortante, comprende dos partes a lo largo de la luz de la viga: la primera conocida como la zona de rótula plástica, zonas donde se produce la disipación de energía durante un evento sísmico, y la segunda es la zona fuera de la rótula plástica que es la zona central de la viga.

Para obtener el cortante último se toma en cuenta la acción del refuerzo longitudinal y la acción de los momentos plásticos, como se muestra en la sección 18.6.5 de ACI 318RS-14, mismos que se calculan con la siguiente relación:

$$M_p = 1.25 A_s f_y \left(d - \frac{1.25 A_s f_y}{2 \cdot 0.85 f'_c b} \right)$$

Donde:

- M_p es el momento plástico en la viga
- A_s es el área de acero de refuerzo
- d es el peralte efectivo de la viga
- f_y es la resistencia a la fluencia de la armadura

El cortante último se lo obtuvo con la siguiente expresión:

$$V_u = \frac{M_{p1} + M_{p2}}{L_n} \pm \frac{qL_n}{2}$$

Donde:

M_{p1} y M_{p2} son los momentos plásticos de refuerzo superior e inferior de la viga respectivamente

L_n es la luz libre de la viga

q es la carga distribuida sobre la viga

La estructura utilizada para el cálculo del refuerzo transversal, se ilustra a continuación con un ejemplo para la viga entre D-E para el que fue calculado el refuerzo longitudinal, la ilustra

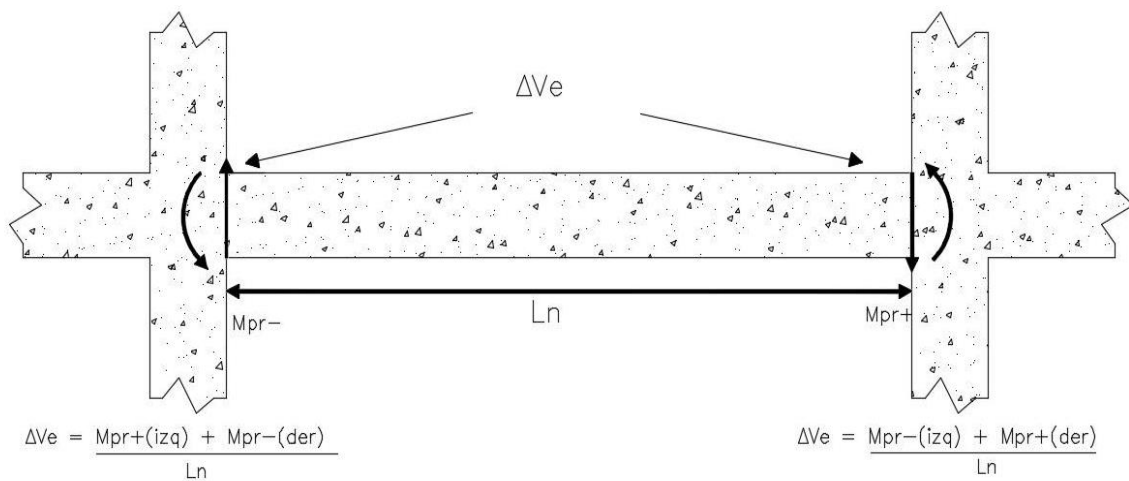


Figura 4. 10 las características para el cálculo del cortante de la viga.

$$A_{s1} = 36,43\text{cm}^2 \quad A_{s1}' = 28,82 \quad A_{s2} = 39,27 \quad A_{s2}' = 17,42$$

$$M_{p1} = 1,25 * 36,43 * 4200 \left(75 - \frac{1,25 * 36,43 * 4200}{2 * 0,85 * 240 * 60} \right) = 128490\text{kg} - \text{m}$$

El mismo cálculo se realizó para obtener M_{p2} , M_{p1}' y M_{p2}' , siendo 104140kg-m, 137262kg-m y 65175kg-m respectivamente.

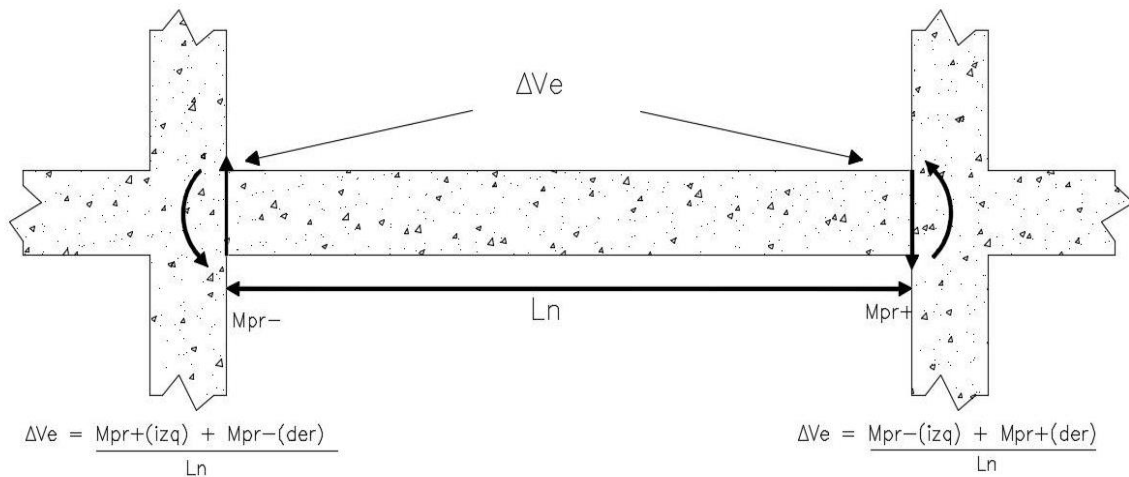


Figura 4. 10
 Obtención del cortante producido por el sismo

El cortante último es el mayor de:

$$V1 = \frac{128490 + 104140}{5,65} + 13244 = 54417kg$$

$$V2 = \frac{128490 + 104140}{5,65} - 244 = 27930kg$$

$V1' = 22586kg$ (Igual cálculo de $V1$ con los $Mp1'$ y $Mp2'$)

$V2' = 49073kg$ (Igual cálculo de $V2$ con los $Mp1'$ y $Mp2'$)

Como $V1$ es el mayor cortante viene a ser el cortante último para la sección. La separación para los estribos dentro de la zona de rótula plástica viene dada en la sección 18.6.4 de ACI 318RS-14 y debe ser la menor de:

- El peralte efectivo dividido para 4
- 6 veces el diámetro de la varilla longitudinal
- 15mm

Para la sección ejemplo se obtuvo que la mayor separación será máxima de 15cm, aunque se optó por una separación de 10cm entre estribos cerrados.

El cálculo del acero requerido se lo realizó con la siguiente relación:



$$\frac{Av}{s} = \frac{Vu}{0.85 fy d}$$

Donde:

S es la separación de los estribos

Vu es la carga última

d es el peralte efectivo de la sección

Reemplazando los valores para la sección ejemplo tenemos:

$$\frac{Av}{s} = \frac{54417}{0.85 * 4200 * 75} = 0,203 \text{cm}^2/\text{cm}$$

$$0,203 * 5 = 2,032 \text{cm}^2$$

Con dos ramales de 12mm de diámetro obtenemos un valor de $Av = 2,032 \text{cm}^2$, siendo este menor al máximo de $4,65 \text{cm}^2$ que puede tener la sección.

Para la sección fuera de la zona de rótula plástica se tiene que el cortante a 2H es de 47385kg y una separación máxima de $d/2 = 37,5 \text{cm}$, se adoptó una separación de 30cm con dos ramales de 12mm. El mismo cálculo se realizó para las demás secciones y vigas en la edificación, el diseño de las demás secciones se muestra en el Anexo 6 y Anexo 8. El resultado obtenido por medio del programa da un valor de $0,2272 \text{cm}^2$, lo que proporciona que el programa Etabs no realiza un cálculo por medio de momentos plásticos, debido a esto el resultado por manera manual no coincide con el resultado obtenido del programa.

4.5.3. Diseño de Columnas

4.5.3.1. Diseño a Flexo-compresión

A continuación, se muestra el resultado del diseño a flexo-compresión en la Tabla 4. 10 , se ilustra además el diagrama de interacción para la sección de 85x85 en la Figura 4. 11:

Tabla 4. 10
 Secciones, Refuerzos y cuantías, del diseño a flexo-compresión de los elementos

	<i>Sección</i>	<i>Refuerzo</i>	<i>Cuantía</i>
<i>Planta 1</i>	85x85	20φ28mm	1,70%
<i>Planta 2</i>	85x85	20φ28mm	1,70%
<i>Planta 2 cub.</i>	60x60	20φ16mm	1,11%
<i>Planta 3</i>	85x85	20φ28mm	1,70%
<i>Planta 4</i>	80x80	20φ22mm	1,20%
<i>Planta 5</i>	80x80	20φ22mm	1,20%
<i>Planta 6</i>	80x80	20φ22mm	1,20%
<i>Planta 7</i>	60x60	20φ20mm	1,75%
<i>Planta 8</i>	60x60	20φ20mm	1,75%
<i>Planta 9</i>	50x50	20φ22mm	3,00%
<i>Planta 10</i>	50x50	20φ22mm	3,00%

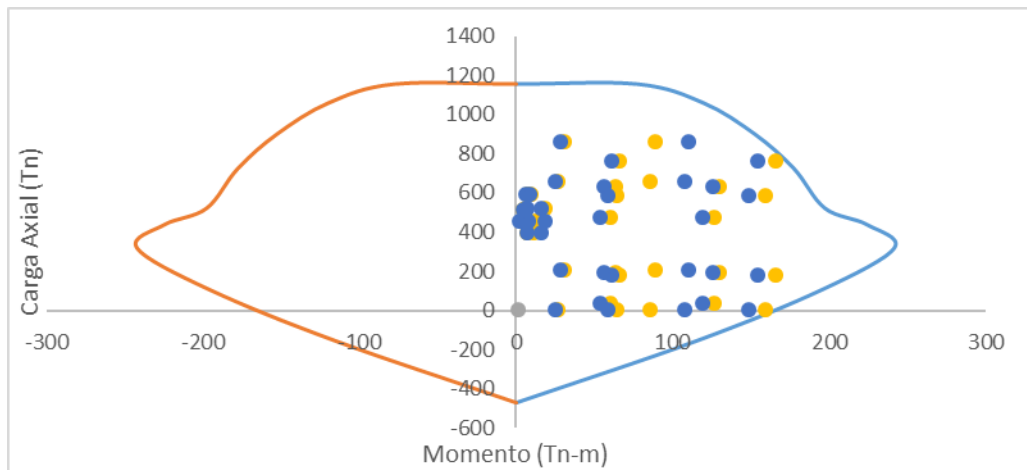


Figura 4. 11
 Diagrama de interacción para la sección de 85x85

Se aprecia en la Tabla 4. 10 que la menor sección tiene una cuantía que encuentra en el límite, pero no sobrepasa el valor máximo de cuantía que está normado, el valor alto de cuantía es debido a que debe cumplirse el requerimiento de columna fuerte viga débil, en cuanto a las demás secciones se encuentran por debajo del 3%, ya que cumplen con los requerimientos sin la necesidad de grandes cuantías, la combinación predominante para la obtención del acero fue la combinación 5.



La Figura 4. 11 muestra el diagrama de interacción para la sección de 85X85 que utiliza las tres primeras plantas, los puntos dentro del diagrama son las diferentes combinaciones y la que predominó para la obtención del acero fue la combinación 5, en la Figura 4. 12 se muestra los resultados obtenidos en Etabs:

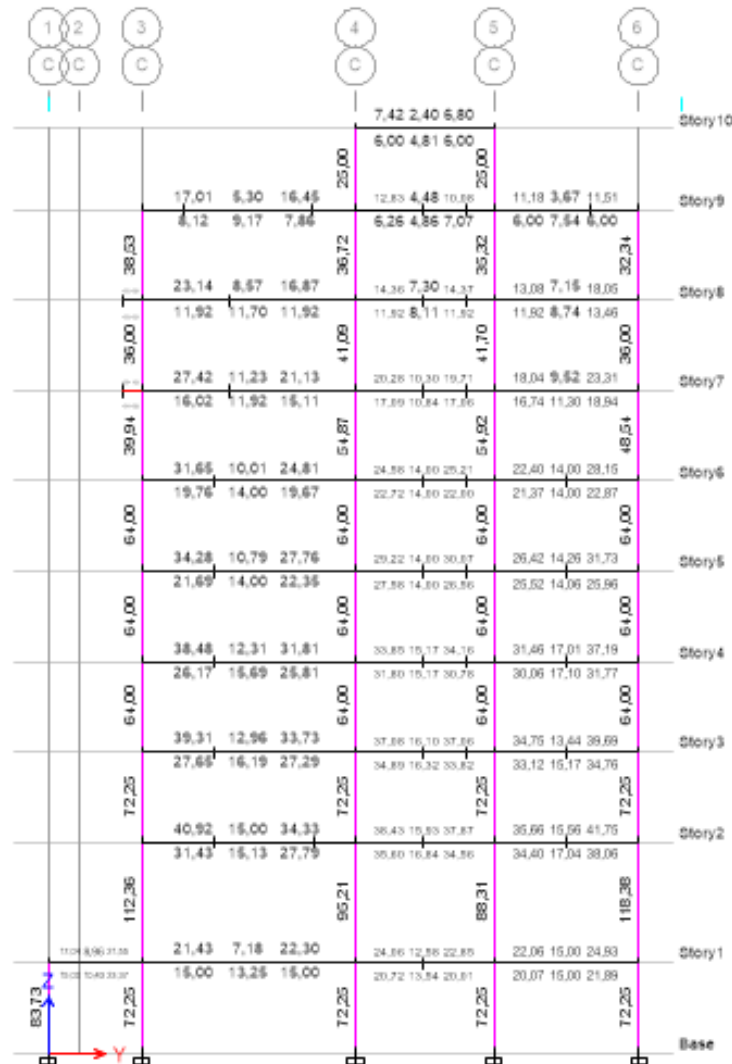


Figura 4. 12
 Resultados del programa Etabs.

Se puede notar que el acero obtenido en el programa se asemeja al obtenido manualmente, exceptuando en los dos últimos pisos que se debe a que debe cumplir el criterio de columna fuerte viga débil y manualmente fue necesario aumentar el acero en los últimos pisos.



4.5.3.2. Diseño a Cortante

El diseño a cortante, es muy similar al diseño para los elementos vigas, se toma en cuenta la acción del refuerzo longitudinal de la siguiente manera (Sección 18.6.5 ACI 318RS-14):

$$V_u = \frac{M_{p1} + M_{p2}}{L}$$

Para la separación entre estribos, debe ser el menor de las siguientes condiciones, mostradas en la sección 18.7.5 de ACI 318RS-14:

- La cuarta parte de la dimensión menor de la columna
- Seis veces el diámetro de la menor barra de refuerzo longitudinal
- So según se calcule por medio de la ecuación:

$$S_o = 100 + \frac{350 - h_x}{3}$$

Donde:

h_x es la separación entre estribos y esta no puede ser mayor a 350mm y S_o debe ser mayor 100mm, pero menor a 150mm.

Esta separación debe ser, dentro una longitud l_o , misma que debe ser la mayor de las siguientes condiciones:

- La altura de la columna, en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.
- Un sexto de la luz libre de la columna
- 450mm

Para la separación fuerza de la zona de rótula plástica o l_o , debe ser el menor de las siguientes condiciones:

- Seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna
- 150mm

El refuerzo a usar debe ser el mayor de las siguientes ecuaciones:

$$\frac{A_v}{s * b_c} = 0,3 * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) * \frac{f'_c}{f_y}$$



$$\frac{A_v}{s * bc} = 0,09 * \frac{f'c}{f_y}$$

Donde:

A_v es el área de acero necesario

S es la separación adoptada

bc es la base confinada, es decir, la base de la sección dentro de los estribos

A_g es el área bruta de la sección

A_{ch} es el área confinada de la sección

$f'c$ es el esfuerzo del hormigón

f_y es el esfuerzo de fluencia del acero

Los estribos necesarios se detallan en la Tabla 4. 11:

Tabla 4. 11
 Diseño para cortante de las columnas

	Sección	<i>Dentro de lo</i>			<i>Fuera de lo</i>		
		# Ramales	Diámetro (mm)	S (cm)	# Ramales	Diámetro (mm)	S (cm)
<i>Planta 1</i>	85x85	5	10	10	4	10	10
<i>Planta 2</i>	85x85	4	10	10	4	10	10
<i>Planta 2</i> <i>cub.</i>	60x60	4	10	5	4	10	5
<i>Planta 3</i>	85x85	5	10	10	4	10	10
<i>Planta 4</i>	80x80	4	10	10	4	10	10
<i>Planta 5</i>	80x80	4	10	10	4	10	10
<i>Planta 6</i>	80x80	4	10	10	4	10	10
<i>Planta 7</i>	60x60	4	10	10	4	10	10
<i>Planta 8</i>	60x60	4	10	10	4	10	10
<i>Planta 9</i>	50x50	4	10	10	4	10	10
<i>Planta</i> <i>10</i>	50x50	4	10	10	4	10	10

Según la Tabla 4. 11, los estribos para confinamiento son de un diámetro de 10mm, el número de ramales en su mayoría son para cumplir con la disposición de un h_x menor de 350mm, aunque en la planta 1 y 3 se utiliza hasta 5 ramales para cumplir con el refuerzo necesario, en la planta 2 no ocurre lo mismo debido a que su luz libre es



mayor. De igual manera que sucedió con las vigas, el programa Etabs no considera acción de momentos plásticos por lo que el acero dado de $0,32\text{cm}^2$ no es suficiente al obtenido manualmente, además de no tomar en cuenta los requisitos que debe cumplir según 25.7.2 de ACI 318RS-14.

4.5.3.3. Diseño de Nudos

El nudo comprende una de las partes más importante en el diseño de elementos, ya que es la conexión viga-columna y se encarga de transmitir los momentos de vigas a columnas sin que este falle durante un evento sísmico. Los requisitos para nudos sismo-resistentes deben cumplir con la sección 18.8 de ACI 318RS-14, además de las recomendaciones para diseño de conexión viga-columna de ACI 352RS.

4.5.3.3.1. Diseño a Cortante

El cortante último depende de las condiciones de refuerzo en la viga y columna, se lo calcula con la siguiente ecuación:

$$V_u = 1.25 (A_s + A_s') v_{ig} - \frac{M_{p1col} + M_{p2col}}{H_{col}}$$

Donde:

A_s es el refuerzo longitudinal superior de la viga

A_s' es el refuerzo longitudinal inferior de la viga

H_{col} es el peralte de la columna

Para el cálculo de la resistencia nominal del nudo se tiene 3 condiciones que dependen de la configuración del nudo (Sección 18.8.4 ACI 318RS-14):

- a. Nudos confinados en sus 4 caras

$$\phi V_n = \phi 5,3 \sqrt{f'_c} A_j$$

- b. Nudos confinados en sus 3 caras o 2 lados opuestos

$$\phi V_n = \phi 4,0 \sqrt{f'_c} A_j$$

- c. Otros Nudos

$$\phi V_n = \phi 3,2 \sqrt{f'_c} A_j$$

Donde:

A_j es el área efectiva del nudo y corresponde a la menor de las siguientes relaciones:

a. $A_j = H (b + 2x)$

b. $A_j = H (b + H)$

$$x = \frac{B - b}{2}$$

Donde:

H es el peralte de la columna

b es la base de la viga

El refuerzo transversal, cumple las mismas condiciones que se mostraron en la sección 4.5.3.2, es decir, el diseño a cortante de la columna, exceptuando para cuando se tiene columnas discontinuas, pues debe cumplir requerimiento para refuerzo de vigas también como se muestra en la Figura 4. 13:

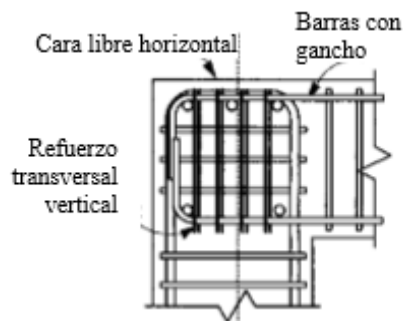


Figura 4. 13

Detalle de refuerzo de un nudo con columna discontinua (ACI, 2002)

4.5.4. Criterio de Columna Fuerte Viga Débil

De acuerdo a la normativa ACI 318RS-14 en la sección 18.7.3, se debe cumplir que:

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} * \sum M_{nb}$$

Donde:

$\sum M_{nc}$ es la sumatoria de momentos nominales a flexión de las columnas que llegan al nudo evaluados en las caras de los nudos, se debe calcular para la fuerza axial mayorada.



$\sum Mnb$ es la sumatoria de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo, se debe calcular para la fuerza axial mayorada.



CAPÍTULO 5: MÉTODO EMPLEADO EN ESTADOS UNIDOS (MEEU)

5.1. Introducción

La diferencia con método empleado en Ecuador, como ya se explicó antes, es el uso de sistemas separados uno gravitacional y uno sísmico. Sin embargo, esto no es del todo cierto, los elementos del sistema gravitacional si resisten fuerzas sísmicas, las cuales son mínimas en comparación con los elementos del sistema propiamente sísmico. El sistema gravitacional en este método tiene el mismo diseño y detallamiento que el sistema sismo resistente; con excepción del criterio columna fuerte-viga débil que no se requiere analizar.

En este capítulo se discutirá principalmente las directrices para la modelación de este método. Los procedimientos para el análisis estático, AME, y diseño de los elementos son los mismos indicados en el capítulo 4 para los elementos que forman parte del sistema sísmico. Además, se discutirá brevemente de los resultados obtenidos de los análisis dinámicos y el diseño de los elementos.

5.2. Modelamiento

El primer paso de este método es la definición de los elementos que forman parte de cada uno de los sistemas. Por lo general, los pórticos perimetrales son los escogidos para formar el sistema sísmico, mientras que los demás elementos formarán el sistema gravitacional. En este caso los pórticos asignados como sistema sísmico fueron 3 y 6 para la dirección X, y C y F para la dirección Y (ver figura 5.1)

Una vez definidos los sistemas, se coloca *releases* o articulaciones las vigas gravitacionales, es decir, las vigas no son capaces de transmitir momentos a las columnas; además, las condiciones de apoyo de las columnas gravitacionales son apoyos articulados. Estas consideraciones tienen el objetivo de evitar que elementos gravitacionales absorban momentos designados para los elementos sísmicos y que los pórticos sismo resistentes sean más rígidos para que tomen toda la carga sísmica durante un evento sísmico. En la Figura 5. 1 se aprecia estas consideraciones y se distingue los dos sistemas.

Los demás criterios que se establecen en la sección 4.2 acerca de losas e inercia agrietada se aplican también a este diseño.

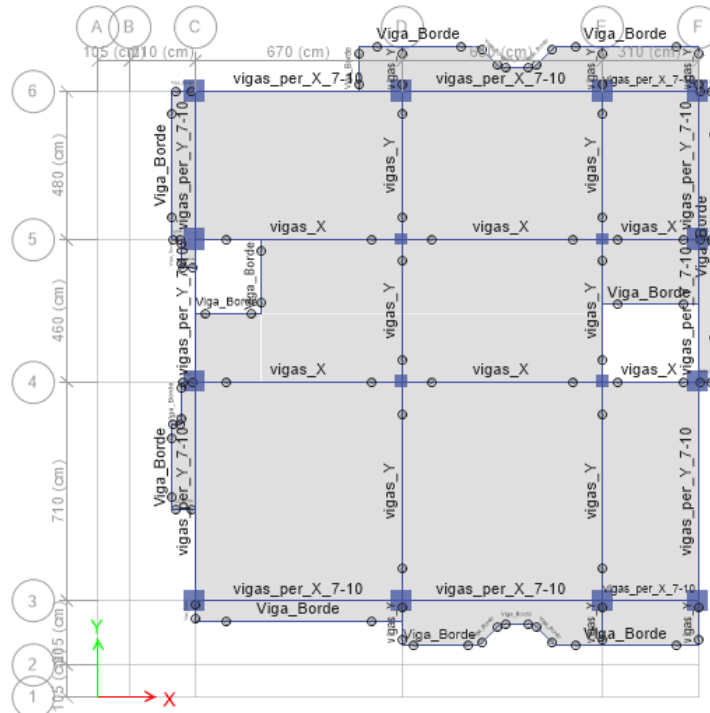


Figura 5. 1
 Planta 7, con releases en vigas gravitacionales.

En la Figura 5. 1 se distinguen secciones con los nombres *vigas_per_X* y *vigas_per_Y* a las vigas que forman el sistema sísmico, mientras que *vigas_X*, *vigas_Y* y *viga_borde* pertenecen al sistema gravitacional.

5.3. Análisis Estático

5.3.1. Configuración Estructural

La edificación presentó al igual que la sección 4.3.1 una irregularidad de planta (retrocesos excesivos en las esquinas) y una de elevación (piso flexible) por lo que Φ_p y Φ_e son igual a 0.9.

5.3.2. Período de la Estructura

Al igual que la sección 4.3.2 se utilizó análisis modal para determinar el período de la estructura, obteniendo un período fundamental de 1,288s.

5.3.3. Distribución de fuerzas sísmicas laterales

La estructura presentó la siguiente distribución de fuerzas laterales determinada como se indica en la Tabla 5. 1 y se ilustra en la Figura 5. 1:



Tabla 5. 1
 Obtención de la distribución de fuerzas laterales

Piso	Masa (kg-s ² /m)	w _i (Tn)	h _i (m)	w _i *h _i ^k	F _x (Tn)	V (Tn)
1	87929,49	862,32	3,00	3988,21	7,62	571,20
2	78268,42	767,58	7,00	11566,17	22,09	563,58
3	69854,71	685,07	10,00	16971,95	32,41	541,50
4	68623,67	672,99	13,00	24035,17	45,89	509,09
5	68637,15	673,12	16,00	32109,88	61,31	463,19
6	67290,03	659,91	19,00	40000,87	76,38	401,88
7	61932,18	607,37	22,00	45163,73	86,24	325,50
8	59590,4	584,40	25,00	51932,69	99,16	239,26
9	54770,64	537,14	28,00	55901,35	106,74	140,10
10	15055,03	147,64	30,70	17469,83	33,36	33,36
Total		6197,55		299139,84	571,20	

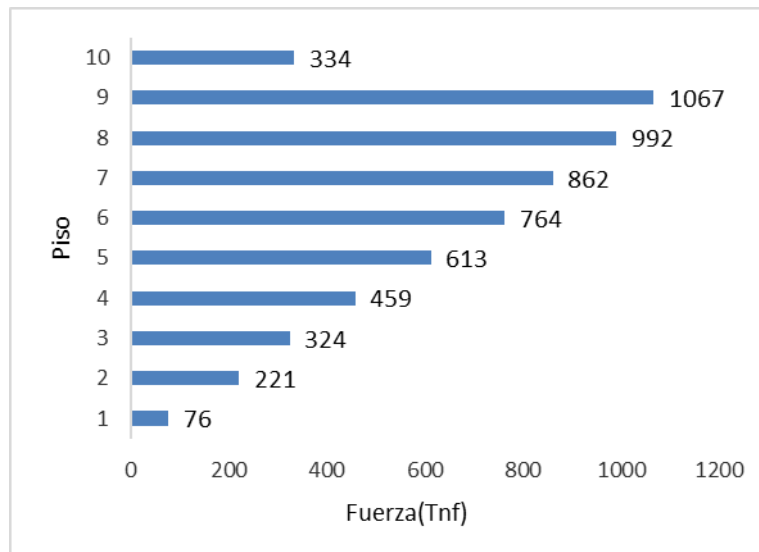


Figura 5. 2
 Distribución de fuerzas laterales para la estructura de estudio

5.3.4. Cortante Basal

El cortante basal obtenido mediante análisis estático fue de 571,196 Tnf.

5.3.5. Control de Derivas

El control de derivas se presenta en la Figura 5. 3.

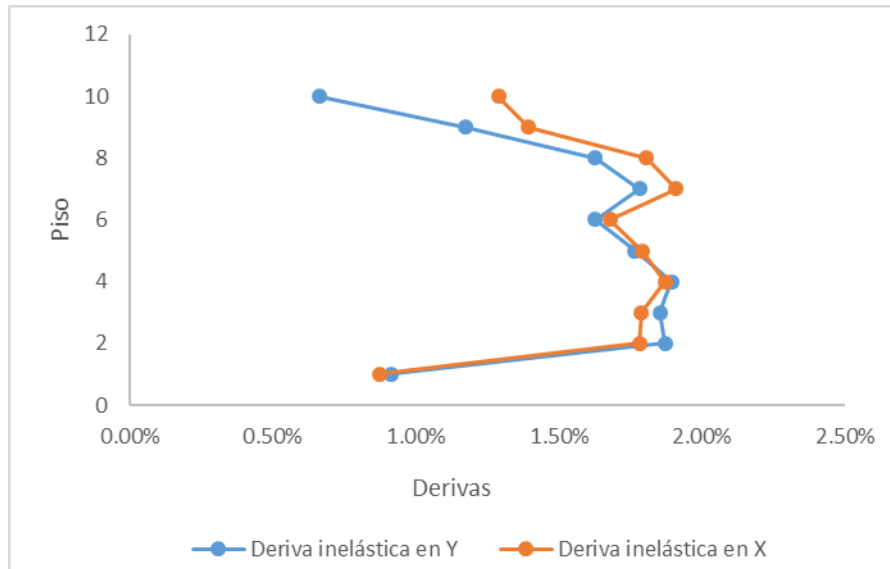


Figura 5. 3
 Control de derivas inelásticas para el método estático

De la Figura 5. 3 se observa que la deriva máxima produce en la planta 7 en la dirección X con una deriva de 1,91% mientras que la máxima deriva en Y es 1,89% en la planta 4.

5.3.6. Momentos torsionales horizontales y torsión accidental

Al igual que en el MEE, no se requirió penalizar el diseño debido a la torsional accidental como se puede observar en la Tabla 5. 2 y Tabla 5. 3.

Tabla 5. 2
 Torsión accidental en dirección X

Piso	d_{max}	d_{prom}	Radio	A_x	Condición
10	0,0058	0,0058	1,041	0,696	No hay T.A.
9	0,0070	0,0068	1,042	0,727	No hay T.A.
8	0,0090	0,0087	1,043	0,738	No hay T.A.
7	0,0095	0,0092	1,043	0,751	No hay T.A.
6	0,0084	0,0081	1,043	0,745	No hay T.A.
5	0,0089	0,0085	1,038	0,760	No hay T.A.
4	0,0093	0,0089	1,040	0,766	No hay T.A.
3	0,0089	0,0085	1,040	0,771	No hay T.A.
2	0,0119	0,0113	1,040	0,764	No hay T.A.
1	0,0043	0,0041	1,039	0,783	No hay T.A.



Tabla 5. 3
 Torsión accidental en dirección Y

<i>Piso</i>	<i>dmax</i>	<i>dprom</i>	<i>Radio</i>	<i>Ax</i>	<i>Condición</i>
10	0,0030	0,0029	1,061	0,0030	No hay T.A.
9	0,0059	0,0057	1,061	0,0059	No hay T.A.
8	0,0081	0,0079	1,061	0,0081	No hay T.A.
7	0,0089	0,0086	1,061	0,0089	No hay T.A.
6	0,0081	0,0078	1,060	0,0081	No hay T.A.
5	0,0088	0,0085	1,060	0,0088	No hay T.A.
4	0,0095	0,0091	1,060	0,0095	No hay T.A.
3	0,0093	0,0089	1,059	0,0093	No hay T.A.
2	0,0124	0,0118	1,059	0,0124	No hay T.A.
1	0,0046	0,0043	1,059	0,0046	No hay T.A.

5.3.7. Efectos P-Δ

Según los efectos de segundo orden de la estructura que se muestran en las Tabla 5. 4 y Tabla 5. 5, según lo mencionado en 4.3.7., no se requiere la amplificación de las derivas, fuerzas y momentos sobre la estructura.

Tabla 5. 4
 Efectos P-Δ en dirección X.

<i>Piso</i>	<i>CM (Tn)</i>	<i>CV (Tn)</i>	<i>Pi (Tn)</i>	<i>Deriva</i>	<i>Vi (Tn)</i>	<i>Qi</i>
10	94,57	6,00	100,57	0,0021	33,36	0,0065
9	443,16	95,86	539,02	0,0023	140,10	0,0089
8	790,78	165,90	956,68	0,0030	239,26	0,0120
7	1153,08	247,72	1400,79	0,0032	325,50	0,0137
6	1561,18	326,36	1887,55	0,0028	401,88	0,0131
5	1967,66	403,95	2371,61	0,0030	463,19	0,0153
4	2374,07	481,53	2855,59	0,0031	509,09	0,0175
3	2795,56	559,11	3354,67	0,0030	541,50	0,0185
2	3250,77	637,76	3888,53	0,0030	563,58	0,0205
1	3710,13	811,34	4521,47	0,0015	571,20	0,0115



Tabla 5. 5
Efectos P- Δ en dirección Y.

Piso	CM (Tn)	CV (Tn)	Pi (Tn)	Deriva	Vi (Tn)	Qi
10	94,57	6,00	100,57	0,0011	33,36	0,0033
9	443,16	95,86	539,02	0,0020	140,10	0,0075
8	790,78	165,90	956,68	0,0027	239,26	0,0108
7	1153,08	247,72	1400,79	0,0030	325,50	0,0128
6	1561,18	326,36	1887,55	0,0027	401,88	0,0127
5	1967,66	403,95	2371,61	0,0029	463,19	0,0151
4	2374,07	481,53	2855,59	0,0032	509,09	0,0177
3	2795,56	559,11	3354,67	0,0031	541,50	0,0191
2	3250,77	637,76	3888,53	0,0031	563,58	0,0215
1	3710,13	811,34	4521,47	0,0015	571,20	0,0121

5.3.8. Secciones Obtenidas

Las secciones que controlaron una deriva menor del 2% son las siguientes (Tabla 5. 6):

Tabla 5. 6
Secciones definitivas para el control de derivas por análisis estático

Planta	Vigas		Columnas
	X	Y	
1-3	75X100	75X95	90X90
4-6	75X100	75X95	80X80
7-10	60X85	65X80	70X70

5.4. Análisis Modal Espectral (AME)

5.4.1. Período de Vibración

El período de vibración fue calculado mediante análisis modal espectral, obteniendo un período de 1.416s como período fundamental de la estructura. La estructura presenta un 9.93% de incremento en el período respecto al análisis estático.

5.4.2. Cortante Basal

Una vez ajustado el cortante basal respecto al obtenido por el método estático, se presentan los resultados en la Tabla 5. 7:

Tabla 5. 7
 Resultados cortante basal estático y dinámico

Análisis	V (Tonf)
85%Estático	485.517
AME X	486.365
AME Y	485.593

5.4.3. Control de derivas

Cumpliendo los mismos requerimientos establecidos en la sección 4.3.5, las derivas para el AME se presentan en la Figura 5. 4:

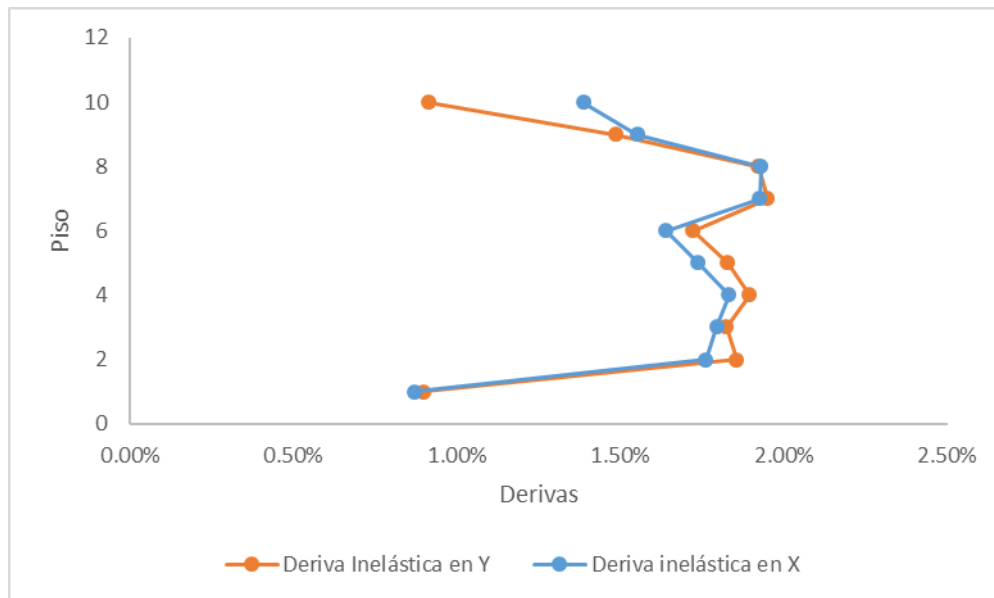


Figura 5. 4
 Derivas inelásticas para el AME

Las plantas con mayores derivas según la Figura 5. 4 son la planta 6 y 7.

5.4.4. Secciones definitivas

Las secciones obtenidas para el control de las derivas, son las mostradas a continuación en la Tabla 5. 8:

Tabla 5. 8
 Secciones definitivas para el control de derivas por AME

Planta	Vigas		Columnas
	X	Y	
1-3	70X90	65X90	90X90
4-6	70X90	65X85	80X80
7-10	55x70	50x70	70x70



5.5. Diseño de elementos

Una vez obtenidas las secciones definitivas de los elementos, se requiere quitar los “releases” y además cambiar las condiciones de apoyo de las columnas gravitacionales a empotramientos. Finalmente, para la determinación de las demandas de cada elemento se requiere la modelación empleando esta vez la inercia bruta de la sección y no la agrietada como en las secciones 4.3 y 4.4.

5.5.1. Combinación de Cargas

Las combinaciones de carga aplicadas para este método como ya se mencionó al inicio de este capítulo son las empleadas en la sección 4.5.1.

5.5.2. Diseño de vigas

5.5.2.1. Diseño a Flexión

Ejemplo el diseño de la viga para el piso 3, eje 3, C-D, la viga presenta los siguientes datos (Tabla 5. 9).

Tabla 5. 9
 Geometría de la sección

h (cm)	90
b (cm)	70
r (cm)	5
d (cm)	85
Ln (cm)	5.8

Los resultados del diseño se presentan en la Tabla 5. 10:

Tabla 5. 10
 Resultados del diseño

Combinación	1.2D+L+E
Mu (Kg-m)	134567.2
cuantía	0.00765
ϕMn (Kg-m)	134696.17
Refuerzo superior	10 ϕ 25mm
As total (cm ²)	49.09
Refuerzo inferior	3 ϕ 25mm
D/C	0.933

Los resultados para las demás vigas se encuentran en el Anexo 9 y Anexo 11 para el sistema sísmico, y en el anexo

Anexo 13 y Anexo 15 para el sistema gravitacional

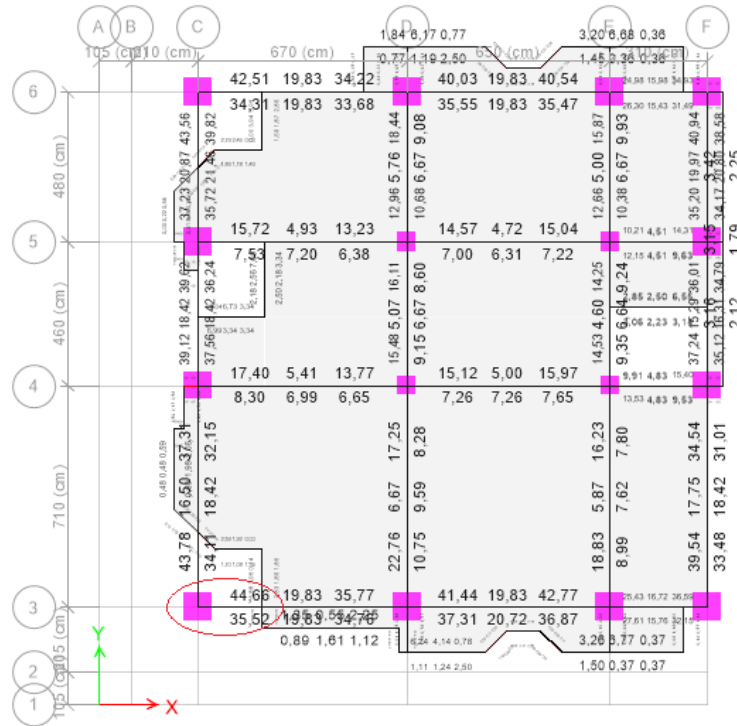


Figura 5. 5
 Elemento de ejemplo de diseño y resultado de Etabs

De acuerdo a la Figura 5. 5, se puede observar el que la cantidad de acero requerida por flexión es de 44.66cm^2 , mientras que la cantidad obtenida mediante el análisis fue según la Tabla 5. 10 fue 49.09cm^2 , ya transformado a varillas comerciales.

5.5.2.2. Diseño a cortante

Para la misma viga empleada en el ejemplo de la sección 5.5.2.1, se trabaja con las siguientes áreas de acero de la Tabla 5. 11.

Tabla 5. 11
 Áreas de acero longitudinal en la viga

	Izquierda	derecha
$As (cm)$	49.09	44.18
$As' (cm)$	24.54	21.22



De acuerdo a las áreas indicadas en la Tabla 5. 11 se obtienen los momentos plásticos. Éstos, junto con la carga $q=3610\text{kg/m}$ gravitacional que llega a la viga se obtienen los cortantes últimos en la zona de rótula plástica, expresados en la Tabla 5. 12 junto con el diseño de la misma.

Tabla 5. 12

Cortante último y diseño a cortante en la zona de rótula plástica para la viga a considerar

$V1$	kg	59807
$V2$	kg	38867
$V1'$	kg	38155
$V2'$	kg	59095
Vu	kg	59807
Av/s requerido	cm^2/cm	0,197
s adoptado	cm	5
Av requerido	cm^2	0,985
ϕ	mm	10
# ramas		2
Av a colocar	cm^2	1,571

Para la zona fuera de la zona de rótula plástica se determina el cortante a una distancia de $2H$, los resultados se presentan en la Tabla 5. 13.

Tabla 5. 13

Diseño a cortante en la zona fuera de la rótula plástica para la viga a considerar

$V2H$	kg	53308,14
ϕVc	kg	41525,74
Av/s requerido	cm^2/cm	0,039
s adoptado	cm	30
Av requerido	cm^2	1,16
ϕ	mm	10
# ramas		2
Av a colocar	cm^2	1,571

Los cálculos del refuerzo transversal para las demás vigas del sistema sísmico se pueden encontrar en el Anexo 10 y Anexo 12, y para el sistema gravitacional en el Anexo 14 y Anexo 16.



5.5.3. Diseño de Columnas

5.5.3.1. Diseño a Flexo-compresión

El siguiente diagrama de interacción (Figura 5. 6) contiene los puntos para el diseño de la columna del piso 3, con una cuantía de 2,38%, del sistema sismo resistente.

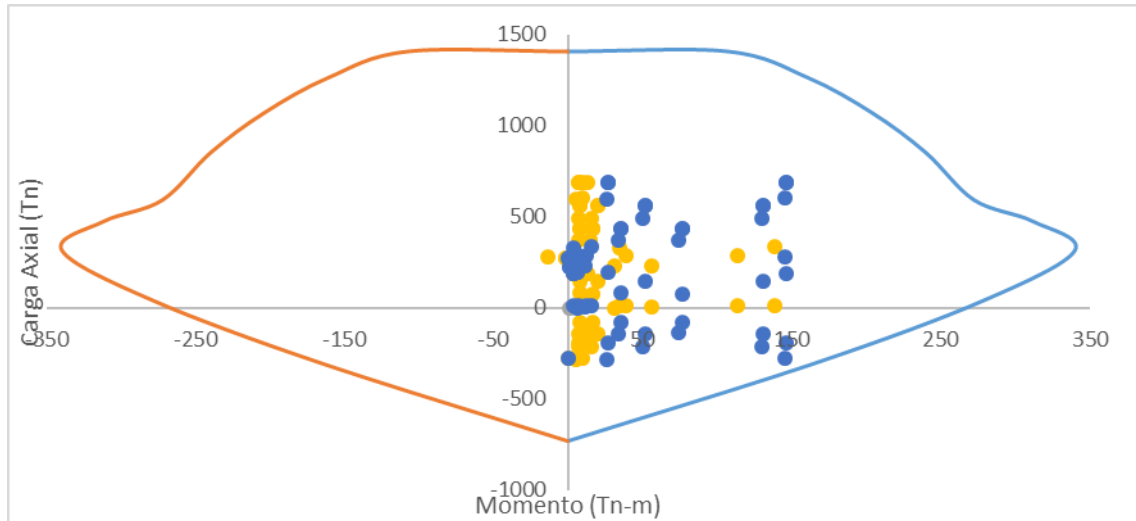


Figura 5. 6

Diagrama de interacción con una cuantía de 2,38% para una sección de 90x90

A continuación, se muestra el resultado del diseño a flexo-compresión en la Tabla 5. 14 para el sistema sismo resistente:

Tabla 5. 14

Secciones, Refuerzos y cuantías, del diseño a flexo-compresión de los elementos del sistema sísmico

<i>Planta</i>	<i>Sección</i>	<i>Refuerzo</i>	<i>Cuantía</i>
1-3	90x90	Esquinas: 4φ32mm	2,38%
		Centro: 16φ32mm	
4-6	80x80	Esquinas: 4φ25mm	1,53%
		Centro: 16φ25mm	
7-10	70x70	Esquinas: 4φ22mm	1,55%
		Centro: 16φ22mm	

Los resultados obtenidos con Etabs se detallan en la

Figura 5. 7. Se puede observar que el acero requerido para los pisos 1-3 varía desde 81 a 184 cm², mientras que la cuantía con la que se diseñó de 2.38% corresponde a 193 cm².

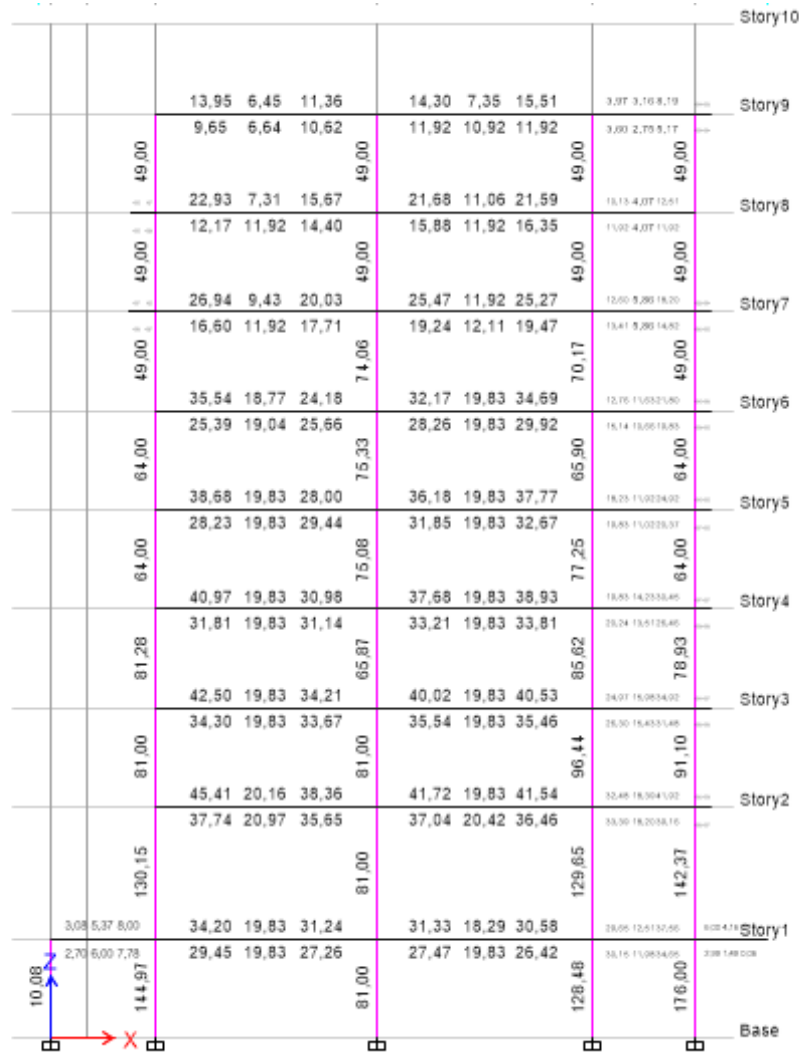


Figura 5. 7
Resultados del diseño obtenidos en Etabs

Las columnas del sistema gravitacional para el MEEU, poseen las mismas secciones y armado que las mencionadas en la sección 3.3.2.

5.5.3.2. Diseño a Cortante

Los estribos necesarios se detallan en la Tabla 5. 15:

Tabla 5. 15
Diseño para cortante de las columnas

Dentro de lo				Fuera de lo		
Sección	#Ramales	Diámetro (mm)	S (cm)	#Ramales	Diámetro (mm)	S (cm)



1-3	90x90	4	10	5	4	10	15
4-6	80x80	4	10	5	4	10	15
7-10	70x70	4	10	10	4	10	10

El número de ramales expresado en la tabla 5.10 se determinó con el fin de cumplir el criterio de h_x menor que 35 cm.

5.5.3.3. Diseño de Nudos

5.5.4. Criterio de Columna Fuerte Viga Débil

El criterio debe cumplir que:

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} * \sum M_{nb}$$

Donde:

$\sum M_{nc}$ es la sumatoria de momentos nominales a flexión de las columnas que llegan al nudo evaluados en las caras de los nudos, se debe calcular para la fuerza axial mayorada.

$\sum M_{nb}$ es la sumatoria de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo, se debe calcular para la fuerza axial mayorada.



CAPÍTULO 6: COMPARACIÓN ENTRE MÉTODOS Y CANTIDADES DE OBRA

6.1. Introducción

Para determinar la eficiencia y diferencia entre los métodos realizados en el presente trabajo, en este capítulo se indica una comparación de los resultados del análisis estático y dinámico, así como también de las cantidades de obra de los elementos estructurales pudiendo así determinar un método que brinde un diseño con la menor cantidad de material y por ende un menor costo.

La comparación tanto para análisis estático como dinámico se realizó de acuerdo a los siguientes parámetros: período, peso y cortante basal de diseño. Mientras que para las cantidades de obra se consideró volumen de hormigón de los elementos y peso de acero de refuerzo en tn.

Además, se discute brevemente las dimensiones de las secciones de la edificación real comparadas con aquellas obtenidas a lo largo de este trabajo.

6.2. Análisis Estático

Los diferentes resultados obtenidos para el análisis estático se resumen en la Tabla 6. 1, descrita a continuación:

Tabla 6. 1
Resultados del análisis estático para los dos métodos empleados

	MEE	MEEU
<i>Período (s)</i>	1.129	1.288
<i>Peso (Tn)</i>	6628.08	6197.55
<i>V (Tn)</i>	696.907	571.196

De la Tabla 6. 1 se observa que existe una diferencia de casi 0.16s entre ambos períodos. De acuerdo al espectro de diseño, a partir de un período $T_c=0.763s$ la pseudo-aceleración disminuye conforme el período aumenta. El período del MEE corresponde a una aceleración de 0.6813g, mientras que el período del MEEU corresponde a 0.5972g. Por lo tanto, el MEEU se diseñó para una aceleración 12.34% menor que el MEE.



La estructura MEE, a pesar de tener mayor peso, tiene menor período, debido a que requiere elementos de mayor sección para el control de derivas, por lo tanto, es más rígida que el MEEU. La diferencia en peso entre ambas estructuras es 430.53 Tnf. Esta diferencia se ve reflejada en el período de vibración de la edificación y en el cortante basal de diseño, siendo este último 18.04% menor en MEEU.

6.3. Análisis Dinámico

En la Tabla 6. 2 se presentan los resultados del análisis dinámico realizado para los métodos de estudio:

Tabla 6. 2
 Resultados del análisis dinámico para los dos métodos empleados

	MEE	MEEU
<i>Período (s)</i>	1,203	1,416
<i>Peso (Tn)</i>	6344,44	5888,87
<i>Peso (Tn) Elem. Estructurales</i>	1893,24	1650,59
<i>V-X (Tn)</i>	592,501	486,365
<i>V-Y (Tn)</i>	592,772	485,593

Respecto al período estático, el MEEU tuvo un mayor incremento de 0,128s mientras que MEE sólo disminuyó en 0,074s. Por lo que se puede decir que el MEEU se flexibilizó más que el MEE. La diferencia de peso total de la estructura entre los dos métodos se mantuvo en aproximadamente 7%. La diferencia de peso sólo considerando componentes estructurales fue de 242,65 Tnf debido al uso de diferentes secciones en las vigas y columnas.

Se refleja además que la estructura MEE requiere mayor cortante basal de diseño; ya que la masa es mayor, se necesitó una mayor rigidez para el control de derivas. El MEEU demandó un cortante basal de diseño 19,7% menor respecto a MEE. Debido a que se cumple con un cortante basal mínimo del 85% del estático la diferencia entre los dos métodos mantiene la misma diferencia del análisis estático.

6.4. Requerimientos de Cálculo

El diseño de los elementos para MEEU y MEE se realizó siguiendo la misma metodología, sin embargo, el MEEU requiere tanto el diseño de los elementos sísmicos como los gravitacionales por lo que se diseña mayor cantidad de elementos. Por otro



lado, el diseño únicamente gravitacional mencionado en el capítulo 3 no considerados efectos del sismo, los tres métodos tienen el detallamiento del refuerzo que estipula la NEC.

Se presenta un resumen de las secciones de todos los diseños realizados la Tabla 6. 3 corresponde al diseño de vigas y la Tabla 6. 4 corresponde al diseño de columnas:

Tabla 6. 3
Secciones definitivas de vigas

Planta	SUG		MEE		MEEU			
	X	Y	X	Y	Sísmico		Gravitacional	
					X	Y	X	Y
1-2	35X45	40X50	60X80	60X80	70X90	65X90	40X50	40X55
2 cubierta	35X45	40X50	50X75	40X50	-	-	40X50	40X55
3	35X45	40X50	65X75	65X75	70X90	65X85	40X50	40X55
4	35X45	40X5	65X75	65X75	70X90	65X85	40X50	45X55
5-6	35X45	40X50	60X75	60X75	70X90	65X85	40X50	40X55
7-8	35X45	40X50	50X75	55X70	55X70	50X70	40X50	40X55
9	35X45	40X50	40X50	45X55	55X70	50X70	40X50	40X55
10	35X45	40X50	40X50	40X50	55X70	50X70	40X50	40X55

Tabla 6. 4
Secciones definitivas de columnas

Planta	SUG	MEE	MEEU	
			Sísmico	Gravitacional
			1-3	60X60
1 otros	30X30	85X85	-	30X30
2 cubierta	30X30	60X60	-	30X30
4-6	50X50	80X80	80X80	50X50
7-8	40X40	60X60	70X70	40X40
9	40X40	50X50	70X70	40X40
10	30X30	50X50	70X70	30X30

6.5. Cantidades de obra

6.5.1. Volumen de hormigón

El volumen de hormigón necesario para los elementos estructurales (vigas y columnas), se muestra en la Tabla 6. 5 para MEE, MEEU y sistema únicamente gravitacional (SUG):



Tabla 6. 5
 Volumen de Hormigón necesario para los sistemas cada método

Sismo Resistente

<i>Elemento</i>	MEE	MEEU	SUG
<i>Vigas X (m³)</i>	241,92	142,75	0
<i>Vigas Y (m³)</i>	250,60	128,15	0
<i>Columnas (m³)</i>	282,11	224,53	0
<i>Total Sísmico (m³)</i>	774,64	495,43	0
<i>Gravitacional</i>			
<i>Elemento</i>	MEE	MEEU	SUG
<i>Vigas X (m³)</i>	0	61,06	97,65
<i>Vigas Y (m³)</i>	0	82,82	125,75
<i>Columnas (m³)</i>	0	33,28	121,73
<i>Total Gravitacional (m³)</i>	0	177,16	345,13
<i>Total (m³)</i>	774,64	672,59	345,13

Se aprecia que la diferencia entre el MEE y MEEU es de 102,05m³, lo cual coincide con la diferencia de peso de los elementos estructurales (Tabla 6. 2) entre los métodos siendo este de 243,31 Tnf, que representa 101.37m³ de hormigón. En la Tabla 6. 5 se aprecia el volumen de hormigón de un sistema únicamente gravitacional difiriendo 429,51m³ con MEE y 327,46m³ con MEEU, es decir la utiliza la mitad de hormigón que un sistema diseñado para soportar cargas laterales.

El volumen de hormigón requerido en MEEU tiene un 13,17% menos del necesario para MEE, justificando un menor peso en la estructura. SUG representa un 55,45% menor en volumen respecto a MEE y un 48,69% respecto a MEEU, nótese que un diseño que no considera el sismo es un peligro inminente para sus ocupantes en especial en la zona costera del país, pues es la zona de mayor aceleración sísmica.

6.5.2. Peso del Acero de Refuerzo

La cantidad de acero se determinó mediante el peso de las varillas que conforman la armadura de todo el edificio. Se determinó el peso de acero para columnas y vigas de los diferentes sistemas estructurales y se presenta en la Tabla 6. 6, Tabla 6. 7 y

Tabla 6. 8 para MEE, MEEU y SUG respectivamente, mostradas a continuación:



Tabla 6. 6
 Peso de Acero de Refuerzo para MEE

Varilla (mm)	Vigas (tn)	Columnas (tn)	Total (tn)
28	0,00	25,73	25,73
25	33,79	0,00	33,79
22	5,54	16,52	22,07
20	2,09	6,08	8,17
18	0,68	0,00	0,68
16	0,14	0,32	0,46
14	0,036	0,00	0,036
12	8,04	0,00	8,04
10	15,72	18,523	34,25
Total (tn)	66,04	67,18	133,22

Tabla 6. 7
 Peso de Acero de Refuerzo para MEEU

Varilla (mm)	Vigas (tn)	Columnas (tn)	Total (tn)
32	0,00	7,99	7,99
28	0,00	22,39	22,39
25	25,29	0,00	25,29
22	8,70	7,47	16,17
20	0,02	0,49	0,51
18	0,28	0,44	0,72
16	0,11	0,27	0,39
14	0,04	2,76	2,80
12	0,05	0,00	0,05
10	16,97	12,83	29,78
Total(tn)	51,45	54,65	106,10

Tabla 6. 8
 Peso de Acero de Refuerzo para SUG

Varilla (mm)	Vigas (tn)	Columnas (tn)	Total (tn)
22	19,13	0,00	19,13
20	0,28	0,00	0,28
18	0,12	2,12	2,24
16	0,03	4,57	4,60
14	0,05	6,27	6,33
12	0,05	0,00	0,05
10	10,94	8,71	19,65
Total (tn)	30,60	21,69	52,28



De acuerdo a la Tabla 6. 6, Tabla 6. 7 y

Tabla 6. 8, se puede ver que el SUG tuvo aproximadamente la mitad de acero respecto a los otros métodos, lo cual es alarmante debido a que existen muchas estructuras país que no poseen un diseño sismo resistente. En cuanto a los métodos sismo resistentes, tienen una diferencia de aproximadamente 27 tn de acero. Esta diferencia se debe a los resultados del diseño pues, por ejemplo, para el MEEU se usan varillas y 32mm en las 12 columnas sísmicas del piso 1, mientras que para el MEE se emplean de 28 mm, pero en 25 de columnas, en ese mismo piso.

Por otro lado, el diámetro más usado en los tres métodos es el de 10mm por los estribos. Pero las diferentes secciones que se emplean en el MEEU logran reducir en un 13% la cantidad de esta varilla respecto al MEE.

6.6. Secciones Edificación Real

De acuerdo a los planos estructurales empleados para la construcción del edificio se emplearon alrededor de 8 columnas tipo por piso y diferentes vigas en cada eje colocado. Las secciones empleadas se resumen en la Tabla 6. 9.

Tabla 6. 9
 Resumen de secciones empleadas en el edificio real

Planta	Vigas (cm)		Columnas (cm)		Diámetro circulares
	Máxima	Mínima	Máxima	Mínima	
1	40x65	30X50	70x70	20x30	45
2	50x60	40x50	70x70	20x30	45
3	50x60	30x30	70x70	30x30	45
4	50x60	30x30	60x60	30x30	45
5	50x60	30x30	50x60	30x30	45
6	50x60	30x30	40x60	20x30	45
7	50x60	30x30	40x40	20x30	45
8	50x60	30x30	40x40	20x30	45
9	50x60	30x30	30x30	20x30	45
10	30x30	30x30	20x30	20x30	-

Como se puede observar en la Tabla 6. 9, además de la falta de uniformidad en los elementos, las dimensiones máximas para una viga es de 50x60, mientras que en el caso de las columnas alcanzan una sección de 70x70.

En cuanto al refuerzo, los planos no contemplan un detallamiento de refuerzo transversal, no se establecen zonas de rótula plástica en vigas i zonas de confinamiento en columnas.

A pesar de que, durante la realización de este trabajo no se consideró el nivel subsuelo, la estructura aledaña, ni la piscina; se puede observar que las secciones obtenidas en este trabajo son significativamente mayores a las presentadas en la Tabla 6. 9. Las secciones del edificio real se asemejan de mejor manera a los resultados gravitacionales.

El resultado de la falta de capacidad e incorrecto detallamiento del refuerzo se puede ilustrar en la Figura 6. 1 (a), (b), (c) y (d) capturadas después del terremoto del 16 de abril del 2016.



(a)

(b)

Figura 6. 1
Fotografías tomadas de la edificación construida



(c)



(d)

Figura 6. 2

Fotografías tomadas de la edificación real después del sismo del 16 de abril.



CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este capítulo se presentan las conclusiones y recomendaciones que surgen de este trabajo una vez realizados los diferentes análisis estructurales y el diseño de los elementos para los diferentes sistemas.

7.1. Conclusiones

- Los requerimientos de diseño sísmico al ser dependientes del peso de la estructura generan una diferencia de cortantes basales notoria. Dado que, MEE es el de mayor peso se requiere diseñar para un cortante basal 100 Tnf mayor que MEEU, lo que repercute en las secciones de los elementos. Cada estructura en este trabajo fue diseñada para resistir cargas diferentes: mientras que el SUG considera sólo cargas verticales, el MEE fue diseñado para un cortante basal 592,772 Tnf, y el MEEU para un cortante basal de 486,365 Tnf.
- Durante el control de derivas, el aumento de secciones produjo un aumento de masa en la estructura. Esto conlleva a un aumento en el cortante basal, por ende, al emplear secciones gravitacionales fijas, el aumento de secciones en MEEU afectaba de menor manera que en MEE, el cual requirió mayor cantidad de iteraciones para determinar las secciones definitivas que controlen las derivas.
- El uso de MEE implica una mayor redundancia, lo cual es beneficioso ante cualquier eventualidad, cosa que no sucede con MEEU. Debido a que, para MEEU sólo dos pórticos resisten las fuerzas laterales en cada dirección, en el caso de que alguno de los elementos de estos pórticos llegará a fallar, la estructura se vería comprometida. Mientras que, en MEE habría una redistribución de esfuerzos disminuyendo el daño en la estructura.
- Un diseño únicamente gravitacional es un peligro inminente para sus ocupantes, ya que como se comprobó, posee aproximadamente la mitad de la sección y refuerzo del que en realidad se requiere para cumplir con la normativa vigente para la edificación estudiada.



- En cuanto a los dos métodos sísmicos empleados, el MEEU emplea menor cantidad de material con respecto a MEE: 13,17% menos de hormigón y 17,91% menos acero.
- La distribución poco uniforme de las columnas en esta edificación produce vanos de luz libre reducida, por lo que se debe tener en cuenta las secciones máximas que se pueden emplear, o diseñar el refuerzo diagonal requerido para resistir las altas fuerzas cortantes que se concentran en estas zonas.
- Por otro lado, en cuanto a tiempo de ejecución del diseño, MEEU requiere más tiempo que MEE y SUG. Esto se produce debido a que se debe diseñar los elementos pertenecientes a ambos sistemas, pues estos están sometidos a diferentes cargas. El sistema sísmico presenta altas demandas por fuerzas laterales, las cuales influyen alrededor de diez veces menos en el sistema gravitacional.
- Las secciones empleadas en la construcción del edificio y los errores en el detallamiento del refuerzo, fueron los principales causantes del mal comportamiento de la edificación durante el terremoto del 16 de abril del 2016. Además, la necesidad de demolición del edificio debe ser considerada como una llamada de atención, que impulse un mejor desempeño ingenieril.

7.2. Recomendaciones

De acuerdo a lo establecido en 7.1, para futuros estudios y diseños se recomienda lo siguiente:

- Para poder comparar los métodos de mejor manera se recomienda realizar un análisis de costos a profundidad con precios unitarios, uso de encofrados, dificultad de construcción, etc. para determinar con mayor precisión cuál de los métodos sismo resistentes es más económico.
- Para edificios ubicados en la costa especialmente, se recomienda plantear un edificio tipo paralelepípedo. La distribución de las columnas es clave para



controlar el efecto de esfuerzos cortantes debidos al sismo. Además, se deben evitar las irregularidades que provienen únicamente del diseño arquitectónico, las cuales implican un diseño más complicado y un mayor costo.

REFERENCIAS

- ACI. Recomendaciones para el Diseño de Conexiones Viga-Columna en Estructuras Monolíticas de Concreto Reforzado (ACI 352RS-02) (2002). Estados Unidos.
- ACI. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 3185-14) (2014). Estados Unidos.
- ASCE. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (2010). Estados Unidos.
- NEC-SE-AC. Norma Ecuatoriana de la Construcción Estructuras de Acero (2014).
- NEC-SE-DS. Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente (2014). Ecuador.
<https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>
- Nilson, A. (1999). *Diseño de estructuras de Concreto* (12th ed.). Santafé de Bogotá, Colombia: McGraw Hill.
- Ortiz, O. (2013). *Sismotectónica y peligrosidad sísmica en Ecuador*. Universidad Complutense de Madrid.
- Rivadeneira, F., Segovia, M., Alvarado, A., Egred, J., Troncoso, L., Vaca, S., & Yepes, H. (2007). *Breves fundamentos sobre los terremotos en el Ecuador.pdf*. Quito: Corporación Editora Nacional.
- SEAOC. (2016). *2015 IBC SEAOC structural/seismic design manual*. (I. C. Council, Ed.). Sacramento, California: Structural Engineers Association of California (SEAOC).
- Yépez, F. (2001). Últimas avances en la evaluación del riesgo sísmico de Quito y futuros proyectos de mitigación. *Memorias Del Seminario "Gestión de Riesgos Y Prevención de Desastres", FLACSO, COOPI, 16–28.*

ANEXOS

Anexo 1

Diseño del refuerzo longitudinal para vigas del SUG, dirección X

<i>SUG</i>	<i>Posición</i>	<i>Continuas</i>	<i>Arriba</i>	<i>Abajo</i>	<i>Demanda/Capacidad</i>
<i>1</i>					
<i>A-C</i>	Izquierda	2φ22mm	0	0	0,35
	Centro	2φ22mm	0	0	0,19
	Derecha	2φ22mm	2φ20mm	0	0,17
<i>C-D</i>	Izquierda	2φ22mm	2φ20mm	0	0,99
	Centro	2φ22mm	0	1φ12mm	0,98
	Derecha	2φ22mm	1φ22mm	0	0,98
<i>D-E</i>	Izquierda	2φ22mm	1φ22mm	0	0,98
	Centro	2φ22mm	0	1φ12mm	0,98
	Derecha	2φ22mm	1φ20mm	0	0,94
<i>E-F</i>	Izquierda	2φ22mm	1φ20mm	0	0,07
	Centro	2φ22mm	0	0	0,16
	Derecha	2φ22mm	0	0	0,51
<i>2</i>					
<i>C-D</i>	Izquierda	2φ22mm	2φ12mm	0	0,93
	Centro	2φ22mm	0	0	0,99
	Derecha	2φ22mm	1φ12mm	0	0,99
<i>D-E</i>	Izquierda	2φ22mm	1φ12mm	0	0,97
	Centro	2φ22mm	0	0	0,97
	Derecha	2φ22mm	1φ14mm	0	0,92
<i>E-F</i>	Izquierda	2φ22mm	1φ14mm	0	0,29
	Centro	2φ22mm	0	0	0,98
	Derecha	2φ22mm	0	0	0,93
<i>3</i>					
<i>C-D</i>	Izquierda	2φ22mm	1φ14mm	0	0,99
	Centro	2φ22mm	0	0	0,9
	Derecha	2φ22mm	1φ12mm	0	0,94
<i>D-E</i>	Izquierda	2φ22mm	1φ12mm	0	0,93
	Centro	2φ22mm	0	0	0,91
	Derecha	2φ22mm	1φ14mm	0	0,95
<i>E-F</i>	Izquierda	2φ22mm	1φ14mm	0	0,19
	Centro	2φ22mm	0	0	0,24
	Derecha	2φ22mm	0	0	0,56
<i>4</i>					
<i>C-D</i>	Izquierda	2φ22mm	1φ18mm	0	0,99
	Centro	2φ22mm	0	0	0,91
	Derecha	2φ22mm	1φ12mm	0	0,95
<i>D-E</i>	Izquierda	2φ22mm	1φ12mm	0	0,98
	Centro	2φ22mm	0	0	0,92
	Derecha	2φ22mm	1φ14mm	0	0,98
<i>E-F</i>	Izquierda	2φ22mm	1φ14mm	0	0,21
	Centro	2φ22mm	0	0	0,25
	Derecha	2φ22mm	0	0	0,62



<i>SUG</i>	<i>Posición</i>	<i>Continuas</i>	<i>Arriba</i>	<i>Abajo</i>	<i>Demanda/Capacidad</i>
5					
<i>C-D</i>	Izquierda	2φ22mm	1φ20mm	0	0,97
	Centro	2φ22mm	0	0	0,91
	Derecha	2φ22mm	1φ12mm	0	0,99
<i>D-E</i>	Izquierda	2φ22mm	1φ12mm	0	0,97
	Centro	2φ22mm	0	0	0,92
	Derecha	2φ22mm	1φ14mm	0	0,99
<i>E-F</i>	Izquierda	2φ22mm	1φ14mm	0	0,29
	Centro	2φ22mm	0	0	0,31
	Derecha	2φ22mm	0	0	0,71
6					
<i>C-D</i>	Izquierda	2φ22mm	1φ20mm	0	0,97
	Centro	2φ22mm	0	0	0,92
	Derecha	2φ22mm	1φ12mm	0	0,97
<i>D-E</i>	Izquierda	2φ22mm	1φ12mm	0	0,97
	Centro	2φ22mm	0	0	0,93
	Derecha	2φ22mm	1φ14mm	0	0,98
<i>E-F</i>	Izquierda	2φ22mm	1φ14mm	0	0,38
	Centro	2φ22mm	0	0	0,06
	Derecha	2φ22mm	0	0	0,7
7					
<i>C-D</i>	Izquierda	2φ22mm	1φ22mm	0	0,97
	Centro	2φ22mm	0	1φ12mm	0,93
	Derecha	2φ22mm	1φ14mm	0	0,97
<i>D-E</i>	Izquierda	2φ22mm	1φ14mm	0	0,95
	Centro	2φ22mm	0	0	0,93
	Derecha	2φ22mm	1φ14mm	0	0,98
<i>E-F</i>	Izquierda	2φ22mm	1φ14mm	0	0,33
	Centro	2φ22mm	0	0	0,04
	Derecha	2φ22mm	0	0	0,72
8					
<i>C-D</i>	Izquierda	2φ22mm	2φ18mm	0	0,95
	Centro	2φ22mm	0	1φ12mm	0,95
	Derecha	2φ22mm	1φ14mm	0	0,98
<i>D-E</i>	Izquierda	2φ22mm	1φ14mm	0	0,97
	Centro	2φ22mm	0	0	0,95
	Derecha	2φ22mm	1φ18mm	0	0,94
<i>E-F</i>	Izquierda	2φ22mm	1φ18mm	0	0,4
	Centro	2φ22mm	0	0	0,02
	Derecha	2φ22mm	0	0	0,78



<i>SUG</i>	<i>Posición</i>	<i>Continuas</i>	<i>Arriba</i>	<i>Abajo</i>	<i>Demanda/Capacidad</i>
9					
<i>C-D</i>	Izquierda	2φ22mm	2φ18mm	0	0,99
	Centro	2φ22mm	0	1φ12mm	0,98
	Derecha	2φ22mm	1φ18mm	0	0,97
<i>D-E</i>	Izquierda	2φ22mm	1φ18mm	0	0,97
	Centro	2φ22mm	0	1φ12mm	0,93
	Derecha	2φ22mm	1φ20mm	0	0,94
<i>E-F</i>	Izquierda	2φ22mm	1φ20mm	0	0,39
	Centro	2φ22mm	0	0	0,02
	Derecha	2φ22mm	0	0	0,83
10					
<i>C-D</i>	Izquierda	2φ22mm	0	0	0,98
	Centro	2φ22mm	0	0	0,79
	Derecha	2φ22mm	0	0	0,78
<i>D-E</i>	Izquierda	2φ22mm	0	0	0,97
	Centro	2φ22mm	0	0	0,74
	Derecha	2φ22mm	0	0	0,88
<i>E-F</i>	Izquierda	2φ22mm	0	0	0,35
	Centro	2φ22mm	0	0	0,04
	Derecha	2φ22mm	0	0	0,64
2					
<i>C-D</i>	Izquierda	2φ22mm	0	0	0,6
	Centro	2φ22mm	0	0	0,5
	Derecha	2φ22mm	0	0	0,64

Anexo 2

Diseño del refuerzo a cortante para vigas del SUG, dirección X

<i>SUG</i>	<i>Posición</i>	<i>Separación</i>	<i>Ramales</i>	<i>Diámetro</i>	<i>Demanda/Capacidad</i>
1					
<i>A-C</i>	Rot. Plástica	10	2	10	0,17
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,26
<i>C-D</i>	Rot. Plástica	10	2	10	0,53
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,81
<i>D-E</i>	Rot. Plástica	10	2	10	0,5
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,77
<i>E-F</i>	Rot. Plástica	10	2	10	0,18
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,28
2					
<i>C-D</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,36
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,95
<i>D-E</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,25
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,66
<i>E-F</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,19
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,49



<i>SUG</i>	Posición	Separación	Ramales	Diámetro	Demanda/Capacidad
3					
<i>C-D</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,26
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,68
<i>D-E</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,26
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,68
<i>E-F</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,13
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,33
4					
<i>C-D</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,27
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,69
<i>D-E</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,26
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,68
<i>E-F</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,13
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,34
5					
<i>C-D</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,27
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,7
<i>D-E</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,26
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,68
<i>E-F</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,14
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,36
6					
<i>C-D</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,27
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,7
<i>D-E</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,26
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,68
<i>E-F</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,12
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,32
7					
<i>C-D</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,28
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,73
<i>D-E</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,26
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,67
<i>E-F</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,12
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,3
8					
<i>C-D</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,29
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,75
<i>D-E</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,26
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,68
<i>E-F</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,12
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,32



<i>SUG</i>	<i>Posición</i>	<i>Separación</i>	<i>Ramales</i>	<i>Diámetro</i>	<i>Demanda/Capacidad</i>
9					
C-D	Rot. Plástica	5	2	10	0,3
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,79
D-E	Rot. Plástica	5	2	10	0,28
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,73
E-F	Rot. Plástica	5	2	10	0,11
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,29
10					
C-D	Rot. Plástica	5	2	10	0,15
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,38
D-E	Rot. Plástica	5	2	10	0,13
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,34
E-F	Rot. Plástica	5	2	10	0,09
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,23

Anexo 3

Diseño del refuerzo longitudinal para vigas del SUG, dirección Y

<i>SUG</i>	<i>Posición</i>	<i>Continuas</i>	<i>Arriba</i>	<i>Abajo</i>	<i>Demanda/Capacidad</i>
1					
1-3	Izquierda	2φ22mm	0	0	0,29
	Centro	2φ22mm	0	0	0,17
	Derecha	2φ22mm	2φ20mm	0	0,15
3-4	Izquierda	2φ22mm	2φ20mm	0	0,99
	Centro	2φ22mm	0	1φ20mm	0,98
	Derecha	2φ22mm	2φ20mm	0	0,99
4-5	Izquierda	2φ22mm	2φ20mm	0	0,85
	Centro	2φ22mm	0	0	0,9
	Derecha	2φ22mm	0	0	0,7
5-6	Izquierda	2φ22mm	0	0	0,46
	Centro	2φ22mm	0	0	0,39
	Derecha	2φ22mm	0	0	0,41
2					
3-4	Izquierda	2φ22mm	2φ18mm	0	0,94
	Centro	2φ22mm	0	1φ14mm	0,95
	Derecha	2φ22mm	1φ20mm	0	0,97
4-5	Izquierda	2φ22mm	1φ20mm	0	0,78
	Centro	2φ22mm	0	0	0,97
	Derecha	2φ22mm	0	0	0,8
5-6	Izquierda	2φ22mm	0	0	0,46
	Centro	2φ22mm	0	0	0,44
	Derecha	2φ22mm	0	0	0,57



SUG	Posición	Continuas	Arriba	Abajo	Demanda/Capacidad
3					
3-4	Izquierda	2φ22mm	2φ20mm	0	0,99
	Centro	2φ22mm	0	1φ16mm	0,98
	Derecha	2φ22mm	1φ20mm	0	0,99
4-5	Izquierda	2φ22mm	1φ20mm	0	0,78
	Centro	2φ22mm	0	0	0,97
	Derecha	2φ22mm	0	0	0,87
5-6	Izquierda	2φ22mm	0	0	0,59
	Centro	2φ22mm	0	0	0,71
	Derecha	2φ22mm	0	0	0,79
4					
3-4	Izquierda	2φ22mm	2φ22mm	0	0,99
	Centro	2φ22mm	0	1φ16mm	0,99
	Derecha	2φ22mm	1φ22mm	0	0,99
4-5	Izquierda	2φ22mm	1φ22mm	0	0,83
	Centro	2φ22mm	0	0	0,97
	Derecha	2φ22mm	0	0	0,94
5-6	Izquierda	2φ22mm	0	0	0,6
	Centro	2φ22mm	0	0	0,71
	Derecha	2φ22mm	0	0	0,89
5					
3-4	Izquierda	2φ22mm	2φ22mm	0	0,99
	Centro	2φ22mm	0	1φ16mm	0,99
	Derecha	2φ22mm	1φ22mm	0	0,98
4-5	Izquierda	2φ22mm	1φ22mm	0	0,79
	Centro	2φ22mm	0	0	0,97
	Derecha	2φ22mm	0	0	0,98
5-6	Izquierda	2φ22mm	0	0	0,56
	Centro	2φ22mm	0	0	0,71
	Derecha	2φ22mm	0	0	0,93
6					
3-4	Izquierda	2φ22mm	2φ22mm	0	0,99
	Centro	2φ22mm	0	1φ18mm	0,93
	Derecha	2φ22mm	1φ20mm	0	0,98
4-5	Izquierda	2φ22mm	1φ20mm	0	0,8
	Centro	2φ22mm	0	0	0,97
	Derecha	2φ22mm	0	0	0,97
5-6	Izquierda	2φ22mm	0	0	0,55
	Centro	2φ22mm	0	0	0,71
	Derecha	2φ22mm	0	0	0,95



<i>SUG</i>	Posición	Continuas	Arriba	Abajo	Demanda/Capacidad
7					
3-4	Izquierda	2φ22mm	2φ20mm	0	0,99
	Centro	2φ22mm	0	1φ18mm	0,94
	Derecha	2φ22mm	1φ20mm	0	0,99
4-5	Izquierda	2φ22mm	1φ20mm	0	0,92
	Centro	2φ22mm	0	0	0,99
	Derecha	2φ22mm	0	0	0,94
5-6	Izquierda	2φ22mm	0	0	0,42
	Centro	2φ22mm	0	0	0,43
	Derecha	2φ22mm	0	0	0,86
8					
3-4	Izquierda	2φ22mm	2φ22mm	0	0,99
	Centro	2φ22mm	0	1φ16mm	0,99
	Derecha	2φ22mm	1φ22mm	0	0,98
4-5	Izquierda	2φ22mm	1φ22mm	0	0,87
	Centro	2φ22mm	0	0	0,97
	Derecha	2φ22mm	0	0	0,97
5-6	Izquierda	2φ22mm	0	0	0,44
	Centro	2φ22mm	0	0	0,47
	Derecha	2φ22mm	0	0	0,8
9					
3-4	Izquierda	2φ22mm	2φ22mm	0	0,99
	Centro	2φ22mm	0	1φ22mm	0,99
	Derecha	2φ22mm	1φ20mm	0	0,99
4-5	Izquierda	2φ22mm	1φ20mm	0	0,99
	Centro	2φ22mm	0	0	0,97
	Derecha	2φ22mm	0	0	0,94
5-6	Izquierda	2φ22mm	0	0	0,7
	Centro	2φ22mm	0	0	0,66
	Derecha	2φ22mm	0	0	0,84
10					
C-D	Izquierda	2φ22mm	0	0	0,28
	Centro	2φ22mm	0	0	0,51
	Derecha	2φ22mm	0	0	0,37
2					
C-D	Izquierda	2φ22mm	0	0	0,67
	Centro	2φ22mm	0	0	0,52
	Derecha	2φ22mm	0	0	0,87



Anexo 4

Diseño del refuerzo a cortante para vigas del SUG, dirección Y

<i>SUG</i>	<i>Posición</i>	<i>Separación</i>	<i>Ramales</i>	<i>Diámetro</i>	<i>Demanda/Capacidad</i>
<i>1</i>					
1-3	Rot. Plástica	10	2	10	0,16
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,24
3-4	Rot. Plástica	10	2	10	0,73
	No Rot. Plástica	15	2	10	0,93
4-5	Rot. Plástica	10	2	10	0,35
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,52
5-6	Rot. Plástica	10	2	10	0,23
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,35
<i>2</i>					
3-4	Rot. Plástica	10	2	10	0,49
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,74
4-5	Rot. Plástica	10	2	10	0,36
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,53
5-6	Rot. Plástica	10	2	10	0,24
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,36
<i>3</i>					
3-4	Rot. Plástica	10	2	10	0,6
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,89
4-5	Rot. Plástica	10	2	10	0,36
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,54
5-6	Rot. Plástica	10	2	10	0,31
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,47
<i>4</i>					
3-4	Rot. Plástica	10	2	10	0,6
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,9
4-5	Rot. Plástica	10	2	10	0,36
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,54
5-6	Rot. Plástica	10	2	10	0,33
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,48
<i>5</i>					
3-4	Rot. Plástica	10	2	10	0,6
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,91
4-5	Rot. Plástica	10	2	10	0,36
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,54
5-6	Rot. Plástica	10	2	10	0,33
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,49
<i>6</i>					
3-4	Rot. Plástica	10	2	10	0,6
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,91
4-5	Rot. Plástica	10	2	10	0,36
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,54
5-6	Rot. Plástica	10	2	10	0,33
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,5



<i>SUG</i>	<i>Posición</i>	<i>Separación</i>	<i>Ramales</i>	<i>Diámetro</i>	<i>Demanda/Capacidad</i>
<i>7</i>					
3-4	Rot. Plástica	10	2	10	0,51
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,77
4-5	Rot. Plástica	10	2	10	0,35
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,52
5-6	Rot. Plástica	10	2	10	0,27
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,4
<i>8</i>					
3-4	Rot. Plástica	10	2	10	0,53
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,79
4-5	Rot. Plástica	10	2	10	0,37
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,55
5-6	Rot. Plástica	10	2	10	0,27
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,4
<i>9</i>					
3-4	Rot. Plástica	10	2	10	0,73
	No Rot. Plástica	15	2	10	0,94
4-5	Rot. Plástica	10	2	10	0,38
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,58
5-6	Rot. Plástica	10	2	10	0,4
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,6
<i>10</i>					
4-5	Rot. Plástica	10	2	10	0,2
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,3



Anexo 5

Diseño del refuerzo longitudinal para vigas del MEE, dirección X

MEE	Posición	Continuas	Arriba	Abajo	Demanda/Capacidad
1					
A-C	Izquierda	2φ25mm	3φ22mm	1φ12mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ18mm	0,19
	Derecha	2φ25mm	4φ20mm	3φ22mm	0,98
C-D	Izquierda	2φ25mm	4φ20mm	3φ22mm	0,92
	Centro	2φ25mm	0	2φ18mm	0,35
	Derecha	2φ25mm	3φ25mm	1φ18mm	0,93
D-E	Izquierda	2φ25mm	3φ25mm	1φ18mm	0,98
	Centro	2φ25mm	0	2φ18mm	0,32
	Derecha	2φ25mm	3φ25mm	3φ20mm	0,98
E-F	Izquierda	2φ25mm	3φ25mm	3φ20mm	0,9
	Centro	2φ25mm	0	2φ18mm	0,33
	Derecha	2φ25mm	5φ20mm	1φ20mm	0,99
2					
C-D	Izquierda	2φ25mm	8φ22mm	3φ20mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ18mm	0,43
	Derecha	2φ25mm	7φ22mm	2φ22mm	0,99
D-E	Izquierda	2φ25mm	7φ22mm	2φ22mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ18mm	0,3
	Derecha	2φ25mm	6φ25mm	5φ22mm	0,99
E-F	Izquierda	2φ25mm	6φ25mm	5φ22mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ18mm	0,32
	Derecha	2φ25mm	6φ25mm	2φ25mm	0,99
3					
C-D	Izquierda	2φ25mm	6φ25mm	3φ20mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ20mm	0,303
	Derecha	2φ25mm	6φ25mm	3φ20mm	0,89
D-E	Izquierda	2φ25mm	6φ25mm	3φ20mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ20mm	0,302
	Derecha	2φ25mm	6φ25mm	5φ22mm	0,99
E-F	Izquierda	2φ25mm	6φ25mm	5φ22mm	0,89
	Centro	2φ25mm	0	2φ20mm	0,33
	Derecha	2φ25mm	7φ22mm	2φ22mm	0,99
4					
C-D	Izquierda	2φ25mm	6φ25mm	3φ20mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ20mm	0,31
	Derecha	2φ25mm	7φ22mm	2φ22mm	0,87
D-E	Izquierda	2φ25mm	7φ22mm	2φ22mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ20mm	0,31
	Derecha	2φ25mm	6φ25mm	3φ25mm	0,99
E-F	Izquierda	2φ25mm	6φ25mm	3φ25mm	0,58
	Centro	2φ25mm	0	2φ20mm	0,23
	Derecha	2φ25mm	6φ22mm	2φ20mm	0,99



<i>MEE</i>	Posición	Continuas	Arriba	Abajo	Demanda/Capacidad
5					
<i>C-D</i>	Izquierda	2φ25mm	7φ22mm	2φ22mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	1φ25mm	0,33
	Derecha	2φ25mm	6φ22mm	2φ20mm	0,84
<i>D-E</i>	Izquierda	2φ25mm	6φ22mm	2φ20mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	1φ25mm	0,33
	Derecha	2φ25mm	7φ22mm	3φ20mm	0,99
<i>E-F</i>	Izquierda	2φ25mm	7φ22mm	3φ20mm	0,47
	Centro	2φ25mm	0	1φ25mm	0,98
	Derecha	2φ25mm	5φ20mm	1φ18mm	0,98
6					
<i>C-D</i>	Izquierda	2φ25mm	6φ22mm	2φ20mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	1φ25mm	0,36
	Derecha	2φ25mm	4φ25mm	2φ18mm	0,82
<i>D-E</i>	Izquierda	2φ25mm	4φ25mm	2φ18mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	1φ25mm	0,36
	Derecha	2φ25mm	6φ22mm	2φ20mm	0,99
<i>E-F</i>	Izquierda	2φ25mm	6φ22mm	2φ20mm	0,38
	Centro	2φ25mm	0	1φ25mm	0,11
	Derecha	2φ25mm	4φ20mm	1φ12mm	0,98
7					
<i>C-D</i>	Izquierda	2φ25mm	4φ25mm	2φ16mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	1φ16mm	0,44
	Derecha	2φ25mm	3φ25mm	1φ16mm	0,82
<i>D-E</i>	Izquierda	2φ25mm	3φ25mm	1φ16mm	0,98
	Centro	2φ25mm	0	1φ16mm	0,43
	Derecha	2φ25mm	5φ20mm	1φ18mm	0,98
<i>E-F</i>	Izquierda	2φ25mm	5φ20mm	1φ18mm	0,31
	Centro	2φ25mm	0	1φ16mm	0,18
	Derecha	2φ25mm	3φ20mm	0	0,98
8					
<i>C-D</i>	Izquierda	2φ25mm	4φ20mm	1φ12mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	1φ16mm	0,48
	Derecha	2φ25mm	3φ20mm	0	0,8
<i>D-E</i>	Izquierda	2φ25mm	3φ20mm	0	0,99
	Centro	2φ25mm	0	1φ16mm	0,48
	Derecha	2φ25mm	4φ20mm	1φ12mm	0,99
<i>E-F</i>	Izquierda	2φ25mm	4φ20mm	1φ12mm	0,31
	Centro	2φ25mm	0	1φ16mm	0,12
	Derecha	2φ25mm	2φ14mm	0	0,99



MEE	Posición	Continuas	Arriba	Abajo	Demanda/Capacidad
9					
C-D	Izquierda	2φ25mm	3φ18mm	0	0,99
	Centro	2φ25mm	0	0	0,99
	Derecha	2φ25mm	2φ18mm	0	0,9
D-E	Izquierda	2φ25mm	2φ18mm	0	0,99
	Centro	2φ25mm	0	0	0,94
	Derecha	2φ25mm	3φ16mm	0	0,99
E-F	Izquierda	2φ25mm	3φ16mm	0	0,28
	Centro	2φ25mm	0	0	0,16
	Derecha	2φ25mm	0	0	0,98
10					
C-D	Izquierda	2φ25mm	1φ12mm	0	0,88
	Centro	2φ25mm	0	0	0,53
	Derecha	2φ25mm	0	0	0,74
D-E	Izquierda	2φ25mm	0	0	0,88
	Centro	2φ25mm	0	0	0,5
	Derecha	2φ25mm	1φ12mm	0	0,88
E-F	Izquierda	2φ25mm	1φ12mm	0	0,26
	Centro	2φ25mm	0	0	0,13
	Derecha	2φ25mm	0	0	0,7
2					
C-D	Izquierda	2φ25mm	1φ16mm	0	0,8
	Centro	2φ25mm	0	1φ16mm	0,16
	Derecha	2φ25mm	1φ16mm	0	0,89

Anexo 6

Diseño del refuerzo a cortante para vigas del MEE, dirección X

MEE	Posición	Separación	Ramales	Diámetro	Demanda/Capacidad
1					
A-C	Rot. Plástica	5	2	12	0,64
	No Rot. Plástica	15	2	12	0,91
C-D	Rot. Plástica	10	2	12	0,72
	No Rot. Plástica	30	2	12	0,57
D-E	Rot. Plástica	10	2	12	0,71
	No Rot. Plástica	30	2	12	0,68
E-F	Rot. Plástica	5	2	12	0,67
	No Rot. Plástica	10	2	12	0,64
2					
C-D	Rot. Plástica	10	2	12	0,83
	No Rot. Plástica	30	2	12	0,82
D-E	Rot. Plástica	10	2	12	0,9
	No Rot. Plástica	30	2	12	0,92
E-F	Rot. Plástica	5	2	12	0,94
	No Rot. Plástica	10	2	12	0,99



<i>MEE</i>	Posición	Separación	Ramales	Diámetro	Demanda/Capacidad
3					
<i>C-D</i>	Rot. Plástica	10	2	12	0,86
	No Rot. Plástica	30	2	12	0,82
<i>D-E</i>	Rot. Plástica	10	2	12	0,96
	No Rot. Plástica	30	2	12	0,93
<i>E-F</i>	Rot. Plástica	5	2	12	0,93
	No Rot. Plástica	10	2	12	0,93
4					
<i>C-D</i>	Rot. Plástica	10	2	12	0,85
	No Rot. Plástica	30	2	12	0,8
<i>D-E</i>	Rot. Plástica	10	2	12	0,89
	No Rot. Plástica	30	2	12	0,85
<i>E-F</i>	Rot. Plástica	5	2	12	0,79
	No Rot. Plástica	10	2	12	0,85
5					
<i>C-D</i>	Rot. Plástica	10	2	12	0,81
	No Rot. Plástica	30	2	12	0,79
<i>D-E</i>	Rot. Plástica	10	2	12	0,79
	No Rot. Plástica	30	2	12	0,78
<i>E-F</i>	Rot. Plástica	5	2	12	0,69
	No Rot. Plástica	10	2	12	0,77
7					
<i>C-D</i>	Rot. Plástica	10	2	10	0,96
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,82
<i>D-E</i>	Rot. Plástica	10	2	10	0,87
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,75
<i>E-F</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,71
	No Rot. Plástica	10	2	10	0,72
8					
<i>C-D</i>	Rot. Plástica	10	2	10	0,85
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,7
<i>D-E</i>	Rot. Plástica	10	2	10	0,82
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,66
<i>E-F</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,64
	No Rot. Plástica	15	2	10	0,84
9					
<i>C-D</i>	Rot. Plástica	10	2	10	0,88
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,77
<i>D-E</i>	Rot. Plástica	10	2	10	0,84
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,73
<i>E-F</i>	Rot. Plástica	10	2	10	0,97
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,86



MEE	Posición	Separación	Ramales	Diámetro	Demanda/Capacidad
<i>10</i>					
C-D	Rot. Plástica	10	2	10	0,57
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,48
D-E	Rot. Plástica	10	2	10	0,56
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,46
E-F	Rot. Plástica	10	2	10	0,8
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,71

Anexo 7

Diseño del refuerzo longitudinal para vigas del MEE, dirección X

MEE	Posición	Continuas	Arriba	Abajo	Demanda/Capacidad
<i>1</i>					
1-3	Izquierda	2φ25mm	3φ20mm	0	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ18mm	0,2
	Derecha	2φ25mm	3φ25mm	4φ20mm	0,86
3-4	Izquierda	2φ25mm	3φ25mm	4φ20mm	0,87
	Centro	2φ25mm	0	2φ18mm	0,5
	Derecha	2φ25mm	3φ25mm	1φ18mm	0,95
4-5	Izquierda	2φ25mm	3φ25mm	1φ18mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ18mm	0,31
	Derecha	2φ25mm	3φ25mm	2φ12mm	0,98
5-6	Izquierda	2φ25mm	3φ25mm	2φ12mm	0,93
	Centro	2φ25mm	0	2φ18mm	0,19
	Derecha	2φ25mm	3φ25mm	1φ18mm	0,98
<i>2</i>					
3-4	Izquierda	2φ25mm	7φ25mm	3φ22mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ18mm	0,54
	Derecha	2φ25mm	6φ25mm	3φ20mm	0,93
4-5	Izquierda	2φ25mm	6φ25mm	3φ20mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ18mm	0,39
	Derecha	2φ25mm	6φ25mm	3φ20mm	0,99
5-6	Izquierda	2φ25mm	6φ25mm	3φ20mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ18mm	0,23
	Derecha	2φ25mm	7φ25mm	3φ22mm	0,99
<i>3</i>					
3-4	Izquierda	2φ25mm	6φ25mm	3φ20mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ20mm	0,48
	Derecha	2φ25mm	6φ25mm	3φ20mm	0,93
4-5	Izquierda	2φ25mm	6φ25mm	3φ20mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ20mm	0,36
	Derecha	2φ25mm	6φ25mm	3φ20mm	0,99
5-6	Izquierda	2φ25mm	6φ25mm	3φ20mm	0,91
	Centro	2φ25mm	0	2φ20mm	0,32
	Derecha	2φ25mm	6φ25mm	3φ20mm	0,99



<i>MEE</i>	<i>Posición</i>	<i>Continuas</i>	<i>Arriba</i>	<i>Abajo</i>	<i>Demanda/Capacidad</i>
4					
3-4	Izquierda	2φ25mm	6φ25mm	3φ20mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ20mm	0,5
	Derecha	2φ25mm	7φ22mm	3φ18mm	0,97
4-5	Izquierda	2φ25mm	7φ22mm	3φ18mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ20mm	0,36
	Derecha	2φ25mm	6φ25mm	3φ20mm	0,99
5-6	Izquierda	2φ25mm	6φ25mm	3φ20mm	0,93
	Centro	2φ25mm	0	2φ20mm	0,31
	Derecha	2φ25mm	6φ25mm	3φ20mm	0,99
5					
3-4	Izquierda	2φ25mm	7φ22mm	2φ22mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	1φ25mm	0,47
	Derecha	2φ25mm	6φ22mm	2φ20mm	0,97
4-5	Izquierda	2φ25mm	6φ22mm	2φ20mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	1φ25mm	0,39
	Derecha	2φ25mm	6φ22mm	2φ20mm	0,99
5-6	Izquierda	2φ25mm	6φ22mm	2φ20mm	0,85
	Centro	2φ25mm	0	1φ25mm	0,33
	Derecha	2φ25mm	5φ25mm	2φ22mm	0,99
6					
3-4	Izquierda	2φ25mm	5φ25mm	2φ22mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	1φ25mm	0,49
	Derecha	2φ25mm	5φ22mm	2φ18mm	0,99
4-5	Izquierda	2φ25mm	5φ22mm	2φ18mm	0,94
	Centro	2φ25mm	0	1φ25mm	0,34
	Derecha	2φ25mm	5φ22mm	2φ18mm	0,99
5-6	Izquierda	2φ25mm	5φ22mm	2φ18mm	0,85
	Centro	2φ25mm	0	1φ25mm	0,34
	Derecha	2φ25mm	4φ25mm	2φ18mm	0,99
7					
3-4	Izquierda	2φ25mm	4φ25mm	2φ18mm	0,98
	Centro	2φ25mm	0	1φ16mm	0,61
	Derecha	2φ25mm	3φ25mm	1φ16mm	0,98
4-5	Izquierda	2φ25mm	3φ25mm	1φ16mm	0,91
	Centro	2φ25mm	0	1φ16mm	0,42
	Derecha	2φ25mm	4φ20mm	1φ14mm	0,99
5-6	Izquierda	2φ25mm	4φ20mm	1φ14mm	0,84
	Centro	2φ25mm	0	1φ16mm	0,26
	Derecha	2φ25mm	3φ25mm	1φ16mm	0,99



<i>MEE</i>	<i>Posición</i>	<i>Continuas</i>	<i>Arriba</i>	<i>Abajo</i>	<i>Demanda/Capacidad</i>
8					
3-4	Izquierda	2φ25mm	3φ25mm	1φ16mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	1φ16mm	0,63
	Derecha	2φ25mm	2φ25mm	0	0,99
4-5	Izquierda	2φ25mm	2φ25mm	0	0,81
	Centro	2φ25mm	0	1φ16mm	0,39
	Derecha	2φ25mm	2φ22mm	0	0,98
5-6	Izquierda	2φ25mm	2φ22mm	0	0,82
	Centro	2φ25mm	0	1φ16mm	0,21
	Derecha	2φ25mm	2φ25mm	0	0,99
9					
3-4	Izquierda	2φ25mm	4φ18mm	1φ12mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	1φ18mm	0,98
	Derecha	2φ25mm	4φ18mm	1φ12mm	0,99
4-5	Izquierda	2φ25mm	4φ18mm	1φ12mm	0,77
	Centro	2φ25mm	0	0	0,66
	Derecha	2φ25mm	3φ14mm	0	0,98
5-6	Izquierda	2φ25mm	3φ14mm	0	0,9
	Centro	2φ25mm	0	0	0,55
	Derecha	2φ25mm	3φ12mm	0	0,98
10					
4-5	Izquierda	2φ22mm	1φ12mm	0	0,98
	Centro	2φ22mm	0	0	0,6
	Derecha	2φ22mm	1φ12mm	0	0,99
2					
4-5	Izquierda	2φ22mm	1φ22mm	0	0,98
	Centro	2φ22mm	0	0	0,49
	Derecha	2φ22mm	2φ18mm	0	0,98

Anexo 8

Diseño del refuerzo a cortante para vigas del MEE, dirección Y

<i>MEE</i>	<i>Posición</i>	<i>Separación</i>	<i>Ramales</i>	<i>Diámetro</i>	<i>Demanda/Capacidad</i>
1					
1-3	Rot. Plástica	5	2	10	0,94
	No Rot. Plástica	5	2	10	0,81
3-4	Rot. Plástica	5	2	10	0,55
	No Rot. Plástica	35	2	10	0,73
4-5	Rot. Plástica	5	2	10	0,56
	No Rot. Plástica	35	2	10	0,88
5-6	Rot. Plástica	5	2	10	0,51
	No Rot. Plástica	35	2	10	0,84



<i>MEE</i>	<i>Posición</i>	<i>Separación</i>	<i>Ramales</i>	<i>Diámetro</i>	<i>Demanda/Capacidad</i>
2					
3-4	Rot. Plástica	5	2	10	0,64
	No Rot. Plástica	25	2	10	0,93
4-5	Rot. Plástica	5	2	10	0,8
	No Rot. Plástica	15	2	10	0,98
5-6	Rot. Plástica	5	2	10	0,79
	No Rot. Plástica	15	2	10	0,96
3					
3-4	Rot. Plástica	5	2	10	0,67
	No Rot. Plástica	25	2	10	0,9
4-5	Rot. Plástica	5	2	10	0,82
	No Rot. Plástica	15	2	10	0,95
5-6	Rot. Plástica	5	2	10	0,78
	No Rot. Plástica	15	2	10	0,91
4					
3-4	Rot. Plástica	5	2	10	0,65
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,93
4-5	Rot. Plástica	5	2	10	0,79
	No Rot. Plástica	15	2	10	0,91
5-6	Rot. Plástica	5	2	10	0,78
	No Rot. Plástica	15	2	10	0,9
5					
3-4	Rot. Plástica	5	2	10	0,62
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,93
4-5	Rot. Plástica	5	2	10	0,68
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,94
5-6	Rot. Plástica	5	2	10	0,7
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,94
6					
3-4	Rot. Plástica	5	2	10	0,6
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,9
4-5	Rot. Plástica	5	2	10	0,65
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,87
5-6	Rot. Plástica	5	2	10	0,64
	No Rot. Plástica	25	2	10	0,92



<i>MEE</i>	<i>Posición</i>	<i>Separación</i>	<i>Ramales</i>	<i>Diámetro</i>	<i>Demanda/Capacidad</i>
7					
3-4	Rot. Plástica	5	2	10	0,52
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,82
4-5	Rot. Plástica	5	2	10	0,55
	No Rot. Plástica	25	2	10	0,82
5-6	Rot. Plástica	5	2	10	0,52
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,82
8					
3-4	Rot. Plástica	10	2	10	0,96
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,76
4-5	Rot. Plástica	10	2	10	0,98
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,75
5-6	Rot. Plástica	10	2	10	0,91
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,68
9					
3-4	Rot. Plástica	5	2	10	0,55
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,93
4-5	Rot. Plástica	10	2	10	0,97
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,64
5-6	Rot. Plástica	10	2	10	0,84
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,6
10					
4-5	Rot. Plástica	10	2	10	0,62
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,51

Anexo 9

Diseño del refuerzo longitudinal para vigas del MEEU, Sistema sismo resistente, dirección X

<i>MEEU</i>	<i>Posición</i>	<i>Continuas</i>	<i>Arriba</i>	<i>Abajo</i>	<i>Demanda/Capacidad</i>
1					
C-D	Izquierda	2φ25mm	6φ25mm	3φ22mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ25mm	0,25
	Derecha	2φ25mm	6φ25mm	3φ22mm	0,99
D-E	Izquierda	2φ25mm	6φ25mm	3φ22mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ25mm	0,22
	Derecha	2φ25mm	5φ25mm	3φ20mm	0,99
E-F	Izquierda	2φ25mm	5φ25mm	3φ20mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ25mm	0,22
	Derecha	2φ25mm	7φ25mm	3φ25mm	0,99



<i>MEEU</i>	<i>Posición</i>	<i>Continuas</i>	<i>Arriba</i>	<i>Abajo</i>	<i>Demanda/Capacidad</i>
2					
<i>C-D</i>	Izquierda	2φ25mm	8φ25mm	3φ25mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ25mm	0,15
	Derecha	2φ25mm	8φ22mm	3φ25mm	0,99
<i>D-E</i>	Izquierda	2φ25mm	8φ22mm	3φ25mm	0,98
	Centro	2φ25mm	0	2φ25mm	0,15
	Derecha	2φ25mm	8φ25mm	3φ25mm	0,98
<i>E-F</i>	Izquierda	2φ25mm	8φ25mm	3φ25mm	0,98
	Centro	2φ25mm	0	2φ25mm	0,16
	Derecha	2φ25mm	8φ25mm	3φ25mm	0,99
3					
<i>C-D</i>	Izquierda	2φ25mm	8φ25mm	3φ25mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ25mm	0,14
	Derecha	2φ25mm	7φ25mm	3φ22mm	0,99
<i>D-E</i>	Izquierda	2φ25mm	7φ25mm	3φ22mm	0,98
	Centro	2φ25mm	0	2φ25mm	0,18
	Derecha	2φ25mm	7φ25mm	3φ22mm	0,99
<i>E-F</i>	Izquierda	2φ25mm	7φ25mm	3φ22mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ25mm	0,17
	Derecha	2φ25mm	6φ25mm	3φ22mm	0,99
4					
<i>C-D</i>	Izquierda	2φ25mm	7φ25mm	3φ22mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ25mm	0,15
	Derecha	2φ25mm	6φ25mm	3φ20mm	0,99
<i>D-E</i>	Izquierda	2φ25mm	6φ25mm	3φ20mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ25mm	0,19
	Derecha	2φ25mm	7φ25mm	3φ22mm	0,99
<i>E-F</i>	Izquierda	2φ25mm	7φ25mm	3φ22mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ25mm	0,2
	Derecha	2φ25mm	5φ25mm	2φ22mm	0,99
5					
<i>C-D</i>	Izquierda	2φ25mm	7φ25mm	3φ22mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ25mm	0,17
	Derecha	2φ25mm	6φ25mm	3φ20mm	0,99
<i>D-E</i>	Izquierda	2φ25mm	6φ25mm	3φ20mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ25mm	0,19
	Derecha	2φ25mm	7φ25mm	3φ22mm	0,99
<i>E-F</i>	Izquierda	2φ25mm	7φ25mm	3φ22mm	0,86
	Centro	2φ25mm	0	2φ25mm	0,18
	Derecha	2φ25mm	4φ25mm	1φ25mm	0,99



<i>MEEU</i>	Posición	Continuas	Arriba	Abajo	Demanda/Capacidad
6					
<i>C-D</i>	Izquierda	2φ25mm	6φ25mm	3φ20mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ25mm	0,17
	Derecha	2φ25mm	5φ25mm	2φ22mm	0,98
<i>D-E</i>	Izquierda	2φ25mm	5φ25mm	2φ22mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ25mm	0,2
	Derecha	2φ25mm	6φ25mm	3φ20mm	0,99
<i>E-F</i>	Izquierda	2φ25mm	6φ25mm	3φ20mm	0,53
	Centro	2φ25mm	0	2φ25mm	0,16
	Derecha	2φ25mm	3φ22mm	1φ12mm	0,99
7					
<i>C-D</i>	Izquierda	2φ25mm	4φ25mm	2φ16mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	1φ16mm	0,33
	Derecha	2φ25mm	5φ22mm	2φ18mm	0,98
<i>D-E</i>	Izquierda	2φ25mm	5φ22mm	2φ18mm	0,98
	Centro	2φ25mm	0	1φ16mm	0,32
	Derecha	2φ25mm	5φ22mm	2φ18mm	0,99
<i>E-F</i>	Izquierda	2φ25mm	5φ22mm	2φ18mm	0,97
	Centro	2φ25mm	0	1φ16mm	0,33
	Derecha	2φ25mm	3φ22mm	1φ12mm	0,98
8					
<i>C-D</i>	Izquierda	2φ25mm	4φ22mm	1φ18mm	0,98
	Centro	2φ25mm	0	1φ16mm	0,36
	Derecha	2φ25mm	3φ25mm	1φ18mm	0,99
<i>D-E</i>	Izquierda	2φ25mm	3φ25mm	1φ18mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	1φ16mm	0,26
	Derecha	2φ25mm	3φ25mm	1φ18mm	0,99
<i>E-F</i>	Izquierda	2φ25mm	3φ25mm	1φ18mm	0,9
	Centro	2φ25mm	0	1φ16mm	0,3
	Derecha	2φ25mm	1φ25mm	0	0,98
9					
<i>C-D</i>	Izquierda	2φ25mm	2φ20mm	0	0,98
	Centro	2φ25mm	0	1φ16mm	0,2
	Derecha	2φ25mm	2φ20mm	0	0,78
<i>D-E</i>	Izquierda	2φ25mm	2φ20mm	0	0,99
	Centro	2φ25mm	0	1φ16mm	0,39
	Derecha	2φ25mm	3φ20mm	0	0,98
<i>E-F</i>	Izquierda	2φ25mm	3φ20mm	0	0,23
	Centro	2φ25mm	0	1φ16mm	0,4
	Derecha	2φ25mm	2φ20mm	0	0,57



<i>MEEU</i>	Posición	Continuas	Arriba	Abajo	Demanda/Capacidad
<i>10</i>					
<i>C-D</i>	Izquierda	2φ22mm	2φ20mm	0	0,98
	Centro	2φ22mm	0	0	0,58
	Derecha	2φ22mm	0	0	0,69
<i>D-E</i>	Izquierda	2φ22mm	0	0	0,94
	Centro	2φ22mm	0	0	0,75
	Derecha	2φ22mm	0	0	0,95
<i>E-F</i>	Izquierda	2φ22mm	0	0	0,52
	Centro	2φ22mm	0	0	0,5
	Derecha	2φ22mm	2φ14mm	0	0,98

Anexo 10

Diseño del refuerzo a cortante para vigas del MEEU, Sistema sismo resistente, dirección X

<i>MEEU</i>	Posición	Separación	Ramales	Diámetro	Demanda/Capacidad
<i>1</i>					
<i>C-D</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,68
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,89
<i>D-E</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,67
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,88
<i>E-F</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,87
	No Rot. Plástica	5	2	10	0,84
<i>2</i>					
<i>C-D</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,7
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,88
<i>D-E</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,73
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,9
<i>E-F</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,99
	No Rot. Plástica	5	2	10	0,97
<i>3</i>					
<i>C-D</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,63
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,93
<i>D-E</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,67
	No Rot. Plástica	25	2	10	0,89
<i>E-F</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,89
	No Rot. Plástica	5	2	10	0,81
<i>4</i>					
<i>C-D</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,58
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,84
<i>D-E</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,65
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,9
<i>E-F</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,81
	No Rot. Plástica	5	2	10	0,78



<i>MEEU</i>	<i>Posición</i>	<i>Separación</i>	<i>Ramales</i>	<i>Diámetro</i>	<i>Demanda/Capacidad</i>
5					
<i>C-D</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,58
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,84
<i>D-E</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,65
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,9
<i>E-F</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,77
	No Rot. Plástica	5	2	10	0,75
6					
<i>C-D</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,53
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,77
<i>D-E</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,61
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,82
<i>E-F</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,66
	No Rot. Plástica	5	2	10	0,64
7					
<i>C-D</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,52
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,84
<i>D-E</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,52
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,84
<i>E-F</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,76
	No Rot. Plástica	10	2	10	0,82
8					
<i>C-D</i>	Rot. Plástica	10	2	10	0,96
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,75
<i>D-E</i>	Rot. Plástica	10	2	10	0,92
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,73
<i>E-F</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,67
	No Rot. Plástica	10	2	10	0,73
9					
<i>C-D</i>	Rot. Plástica	10	2	10	0,59
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,48
<i>D-E</i>	Rot. Plástica	10	2	10	0,87
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,65
<i>E-F</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,59
	No Rot. Plástica	10	2	10	0,62
10					
<i>C-D</i>	Rot. Plástica	10	2	10	0,62
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,53
<i>D-E</i>	Rot. Plástica	10	2	10	0,54
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,47
<i>E-F</i>	Rot. Plástica	10	2	10	0,68
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,27

Anexo 11

Diseño del refuerzo longitudinal para vigas del MEEU, Sistema sismo resistente, dirección Y

MEEU	Posición	Continuas	Arriba	Abajo	Demanda/Capacidad
<i>1</i>					
3-4	Izquierda	2φ25mm	6φ25mm	2φ25mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ25mm	0,31
	Derecha	2φ25mm	6φ25mm	2φ25mm	0,99
4-5	Izquierda	2φ25mm	6φ25mm	2φ25mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ25mm	0,14
	Derecha	2φ25mm	6φ25mm	2φ25mm	0,99
5-6	Izquierda	2φ25mm	6φ25mm	2φ25mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ25mm	0,1
	Derecha	2φ25mm	7φ25mm	3φ22mm	0,99
<i>2</i>					
3-4	Izquierda	2φ25mm	8φ25mm	3φ25mm	0,98
	Centro	2φ25mm	0	2φ25mm	0,22
	Derecha	2φ25mm	10φ22mm	3φ25mm	0,98
4-5	Izquierda	2φ25mm	10φ22mm	3φ25mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ25mm	0,15
	Derecha	2φ25mm	10φ25mm	3φ25mm	0,99
5-6	Izquierda	2φ25mm	10φ25mm	3φ25mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ25mm	0,06
	Derecha	2φ25mm	8φ25mm	3φ25mm	0,99
<i>3</i>					
3-4	Izquierda	2φ25mm	8φ25mm	3φ25mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ25mm	0,24
	Derecha	2φ25mm	7φ25mm	3φ22mm	0,99
4-5	Izquierda	2φ25mm	7φ25mm	3φ22mm	0,98
	Centro	2φ25mm	0	2φ25mm	0,12
	Derecha	2φ25mm	7φ25mm	3φ22mm	0,99
5-6	Izquierda	2φ25mm	7φ25mm	3φ22mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ25mm	0,13
	Derecha	2φ25mm	8φ25mm	3φ25mm	0,99
<i>4</i>					
3-4	Izquierda	2φ25mm	7φ25mm	3φ22mm	0,97
	Centro	2φ25mm	0	2φ22mm	0,26
	Derecha	2φ25mm	6φ25mm	3φ20mm	0,97
4-5	Izquierda	2φ25mm	6φ25mm	3φ20mm	0,97
	Centro	2φ25mm	0	2φ22mm	0,14
	Derecha	2φ25mm	6φ25mm	3φ20mm	0,96
5-6	Izquierda	2φ25mm	6φ25mm	3φ20mm	0,96
	Centro	2φ25mm	0	2φ22mm	0,15
	Derecha	2φ25mm	7φ25mm	3φ22mm	0,96



<i>MEEU</i>	Posición	Continuas	Arriba	Abajo	Demanda/Capacidad
5					
3-4	Izquierda	2φ25mm	8φ22mm	2φ25mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ22mm	0,26
	Derecha	2φ25mm	6φ22mm	3φ16mm	0,99
4-5	Izquierda	2φ25mm	6φ22mm	3φ16mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ22mm	0,14
	Derecha	2φ25mm	5φ25mm	2φ22mm	0,99
5-6	Izquierda	2φ25mm	5φ25mm	2φ22mm	0,96
	Centro	2φ25mm	0	2φ22mm	0,15
	Derecha	2φ25mm	7φ22mm	3φ20mm	0,99
6					
3-4	Izquierda	2φ25mm	6φ25mm	3φ20mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	2φ22mm	0,27
	Derecha	2φ25mm	4φ25mm	1φ25mm	0,99
4-5	Izquierda	2φ25mm	4φ25mm	1φ25mm	0,97
	Centro	2φ25mm	0	2φ22mm	0,15
	Derecha	2φ25mm	4φ25mm	1φ25mm	0,99
5-6	Izquierda	2φ25mm	4φ25mm	1φ25mm	0,95
	Centro	2φ25mm	0	2φ22mm	0,15
	Derecha	2φ25mm	5φ25mm	2φ22mm	0,99
7					
3-4	Izquierda	2φ25mm	5φ22mm	2φ16mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	1φ12mm	0,44
	Derecha	2φ25mm	3φ25mm	1φ18mm	0,99
4-5	Izquierda	2φ25mm	3φ25mm	1φ18mm	0,98
	Centro	2φ25mm	0	1φ12mm	0,25
	Derecha	2φ25mm	3φ25mm	1φ18mm	0,99
5-6	Izquierda	2φ25mm	3φ25mm	1φ18mm	0,96
	Centro	2φ25mm	0	1φ12mm	0,14
	Derecha	2φ25mm	4φ22mm	1φ18mm	0,98
8					
3-4	Izquierda	2φ25mm	3φ25mm	1φ16mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	1φ12mm	0,44
	Derecha	2φ25mm	2φ25mm	0	0,98
4-5	Izquierda	2φ25mm	2φ25mm	0	0,96
	Centro	2φ25mm	0	1φ12mm	0,27
	Derecha	2φ25mm	3φ20mm	0	0,98
5-6	Izquierda	2φ25mm	3φ20mm	0	0,95
	Centro	2φ25mm	0	1φ12mm	0,14
	Derecha	2φ25mm	3φ20mm	0	0,99



MEEU	Posición	Continuas	Arriba	Abajo	Demanda/Capacidad
9					
3-4	Izquierda	2φ25mm	3φ20mm	0	0,97
	Centro	2φ25mm	0	1φ12mm	0,55
	Derecha	2φ25mm	1φ25mm	0	0,96
4-5	Izquierda	2φ25mm	1φ25mm	0	0,97
	Centro	2φ25mm	0	1φ12mm	0,24
	Derecha	2φ25mm	1φ12mm	0	0,96
5-6	Izquierda	2φ25mm	1φ12mm	0	0,89
	Centro	2φ25mm	0	1φ12mm	0,29
	Derecha	2φ25mm	1φ18mm	0	0,96
10					
4-5	Izquierda	2φ25mm	1φ12mm	0	0,57
	Centro	2φ25mm	0	1φ12mm	0,14
	Derecha	2φ25mm	1φ12mm	0	0,5

Anexo 12

Diseño del refuerzo a cortante para vigas del MEEU, Sistema sismo resistente, dirección Y

MEEU	Posición	Separación	Ramales	Diámetro	Demanda/Capacidad
1					
3-4	Rot. Plástica	5	2	10	0,66
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,87
4-5	Rot. Plástica	5	2	10	0,58
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,83
5-6	Rot. Plástica	5	2	10	0,88
	No Rot. Plástica	5	2	10	0,84
2					
3-4	Rot. Plástica	5	2	10	0,71
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,88
4-5	Rot. Plástica	5	2	10	0,72
	No Rot. Plástica	25	2	10	0,96
5-6	Rot. Plástica	5	2	10	0,99
	No Rot. Plástica	5	2	10	0,99
3					
3-4	Rot. Plástica	5	2	10	0,66
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,95
4-5	Rot. Plástica	5	2	10	0,59
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,89
5-6	Rot. Plástica	5	2	10	0,94
	No Rot. Plástica	5	2	10	0,69



MEEU	Posición	Separación	Ramales	Diámetro	Demanda/Capacidad
4					
3-4	Rot. Plástica	5	2	10	0,61
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,86
4-5	Rot. Plástica	5	2	10	0,54
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,8
5-6	Rot. Plástica	5	2	10	0,82
	No Rot. Plástica	5	2	10	0,81
5					
3-4	Rot. Plástica	5	2	10	0,58
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,81
4-5	Rot. Plástica	10	2	10	0,96
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,7
5-6	Rot. Plástica	5	2	10	0,71
	No Rot. Plástica	5	2	10	0,7
6					
3-4	Rot. Plástica	5	2	10	0,54
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,75
4-5	Rot. Plástica	10	2	10	0,87
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,63
5-6	Rot. Plástica	5	2	10	0,65
	No Rot. Plástica	5	2	10	0,61
7					
3-4	Rot. Plástica	10	2	10	0,99
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,84
4-5	Rot. Plástica	10	2	10	0,75
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,68
5-6	Rot. Plástica	5	2	10	0,73
	No Rot. Plástica	10	2	10	0,8
8					
3-4	Rot. Plástica	10	2	10	0,93
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,76
4-5	Rot. Plástica	10	2	10	0,65
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,88
5-6	Rot. Plástica	5	2	10	0,6
	No Rot. Plástica	15	2	10	0,81
9					
3-4	Rot. Plástica	10	2	10	0,84
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,68
4-5	Rot. Plástica	10	2	10	0,58
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,78
5-6	Rot. Plástica	5	2	10	0,47
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,84



MEEU	Posición	Separación	Ramales	Diámetro	Demanda/Capacidad
<i>10</i>					
4-5	Rot. Plástica	10	2	10	0,57
	No Rot. Plástica	30	2	10	0,45

Anexo 13

Diseño del refuerzo longitudinal para vigas del MEEU, Sistema gravitacional, dirección Y

MEEU	Posición	Continuas	Arriba	Abajo	Demanda/Capacidad
<i>1</i>					
A-C	Izquierda	2φ22mm	0	0	0,99
	Centro	2φ22mm	0	0	0,62
	Derecha	2φ22mm	2φ22mm	0	0,67
C-D	Izquierda	2φ22mm	2φ22mm	0	0,99
	Centro	2φ22mm	0	0	0,97
	Derecha	2φ22mm	2φ22mm	0	0,99
D-E	Izquierda	2φ22mm	2φ22mm	0	0,97
	Centro	2φ22mm	0	1φ18mm	0,64
	Derecha	2φ22mm	2φ20mm	0	0,99
E-F	Izquierda	2φ22mm	2φ20mm	0	0,106
	Centro	2φ22mm	0	0	0,42
	Derecha	2φ22mm	2φ22mm	0	0,99
<i>2</i>					
C-D	Izquierda	2φ22mm	3φ22mm	1φ14mm	0,99
	Centro	2φ22mm	0	0	0,98
	Derecha	2φ22mm	3φ20mm	1φ12mm	0,97
D-E	Izquierda	2φ22mm	3φ20mm	1φ12mm	0,99
	Centro	2φ22mm	0	0	0,95
	Derecha	2φ22mm	3φ20mm	2φ20mm	0,99
E-F	Izquierda	2φ22mm	3φ20mm	2φ20mm	0,92
	Centro	2φ22mm	0	0	0,07
	Derecha	2φ22mm	3φ20mm	1φ12mm	0,99
<i>3</i>					
C-D	Izquierda	2φ22mm	3φ22mm	1φ14mm	0,99
	Centro	2φ22mm	0	0	0,95
	Derecha	2φ22mm	3φ20mm	1φ12mm	0,91
D-E	Izquierda	2φ22mm	3φ20mm	1φ12mm	0,99
	Centro	2φ22mm	0	0	0,99
	Derecha	2φ22mm	3φ20mm	2φ18mm	0,99
E-F	Izquierda	2φ22mm	3φ20mm	2φ18mm	0,85
	Centro	2φ22mm	0	0	0,46
	Derecha	2φ22mm	3φ20mm	1φ12mm	0,99



<i>MEEU</i>	Posición	Continuas	Arriba	Abajo	Demanda/Capacidad
4					
<i>C-D</i>	Izquierda	2φ22mm	3φ22mm	1φ14mm	0,99
	Centro	2φ22mm	0	0	0,95
	Derecha	2φ22mm	2φ22mm	0	0,88
<i>D-E</i>	Izquierda	2φ22mm	2φ22mm	0	0,99
	Centro	2φ22mm	0	0	0,97
	Derecha	2φ22mm	3φ20mm	1φ22mm	0,99
<i>E-F</i>	Izquierda	2φ22mm	3φ20mm	1φ22mm	0,8
	Centro	2φ22mm	0	0	0,33
	Derecha	2φ22mm	3φ20mm	1φ12mm	0,99
5					
<i>C-D</i>	Izquierda	2φ22mm	3φ22mm	1φ14mm	0,99
	Centro	2φ22mm	0	0	0,99
	Derecha	2φ22mm	3φ18mm	0	0,82
<i>D-E</i>	Izquierda	2φ22mm	3φ18mm	0	0,99
	Centro	2φ22mm	0	0	0,98
	Derecha	2φ22mm	3φ20mm	1φ22mm	0,99
<i>E-F</i>	Izquierda	2φ22mm	3φ20mm	1φ22mm	0,77
	Centro	2φ22mm	0	0	0,32
	Derecha	2φ22mm	3φ20mm	1φ12mm	0,99
7					
<i>C-D</i>	Izquierda	2φ22mm	4φ22mm	1φ20mm	0,99
	Centro	2φ22mm	0	0	0,99
	Derecha	2φ22mm	2φ18mm	0	0,85
<i>D-E</i>	Izquierda	2φ22mm	2φ18mm	0	0,99
	Centro	2φ22mm	0	0	0,98
	Derecha	2φ22mm	3φ16mm	1φ12mm	0,99
<i>E-F</i>	Izquierda	2φ22mm	3φ16mm	1φ12mm	0,66
	Centro	2φ22mm	0	0	0,25
	Derecha	2φ22mm	3φ20mm	1φ12mm	0,99
8					
<i>C-D</i>	Izquierda	2φ22mm	4φ20mm	1φ16mm	0,99
	Centro	2φ22mm	0	0	0,99
	Derecha	2φ22mm	3φ14mm	0	0,77
<i>D-E</i>	Izquierda	2φ22mm	3φ14mm	0	0,98
	Centro	2φ22mm	0	0	0,99
	Derecha	2φ22mm	3φ16mm	0	0,99
<i>E-F</i>	Izquierda	2φ22mm	3φ16mm	0	0,59
	Centro	2φ22mm	0	0	0,18
	Derecha	2φ22mm	3φ18mm	0	0,99



MEEU	Posición	Continuas	Arriba	Abajo	Demanda/Capacidad
9					
C-D	Izquierda	2φ22mm	4φ20mm	1φ16mm	0,99
	Centro	2φ22mm	0	0	0,99
	Derecha	2φ22mm	2φ16mm	0	0,69
D-E	Izquierda	2φ22mm	2φ16mm	0	0,99
	Centro	2φ22mm	0	0	0,99
	Derecha	2φ22mm	3φ16mm	0	0,99
E-F	Izquierda	2φ22mm	3φ16mm	0	0,6
	Centro	2φ22mm	0	0	0,12
	Derecha	2φ22mm	2φ18mm	0	0,99
10					
C-D	Izquierda	2φ22mm	2φ20mm	0	0,98
	Centro	2φ22mm	0	0	0,58
	Derecha	2φ22mm	0	0	0,69
D-E	Izquierda	2φ22mm	0	0	0,94
	Centro	2φ22mm	0	0	0,75
	Derecha	2φ22mm	0	0	0,98
E-F	Izquierda	2φ22mm	0	0	0,52
	Centro	2φ22mm	0	0	0,26
	Derecha	2φ22mm	2φ14mm	0	0,98

Anexo 14

Diseño del refuerzo a cortante para vigas del MEEU, Sistema gravitacional, dirección X

MEEU	Posición	Separación	Ramales	Diámetro	Demanda/Capacidad
1					
A-C	Rot. Plástica	10	2	10	0,98
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,62
C-D	Rot. Plástica	10	2	10	0,79
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,69
D-E	Rot. Plástica	10	2	10	0,78
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,64
E-F	Rot. Plástica	10	2	10	0,94
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,84
2					
A-C	Rot. Plástica	10	2	10	0,91
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,59
C-D	Rot. Plástica	10	2	10	0,95
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,78
D-E	Rot. Plástica	10	2	10	0,99
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,82
E-F	Rot. Plástica	5	2	10	0,62
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,98



<i>MEEU</i>	Posición	Separación	Ramales	Diámetro	Demanda/Capacidad
3					
<i>C-D</i>	Rot. Plástica	10	2	10	0,88
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,73
<i>D-E</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,5
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,82
<i>E-F</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,91
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,98
4					
<i>C-D</i>	Rot. Plástica	10	2	10	0,86
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,71
<i>D-E</i>	Rot. Plástica	10	2	10	0,96
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,78
<i>E-F</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,56
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,95
5					
<i>C-D</i>	Rot. Plástica	10	2	10	0,86
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,71
<i>D-E</i>	Rot. Plástica	10	2	10	0,96
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,78
<i>E-F</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,56
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,95
6					
<i>C-D</i>	Rot. Plástica	10	2	10	0,86
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,71
<i>D-E</i>	Rot. Plástica	10	2	10	0,92
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,73
<i>E-F</i>	Rot. Plástica	5	2	10	0,51
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,94
7					
<i>C-D</i>	Rot. Plástica	10	2	10	0,99
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,82
<i>D-E</i>	Rot. Plástica	10	2	10	0,86
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,69
<i>E-F</i>	Rot. Plástica	10	2	10	0,98
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,8
8					
<i>C-D</i>	Rot. Plástica	10	2	10	0,98
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,8
<i>D-E</i>	Rot. Plástica	10	2	10	0,88
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,68
<i>E-F</i>	Rot. Plástica	10	2	10	0,89
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,76



MEEU	Posición	Separación	Ramales	Diámetro	Demanda/Capacidad
9					
C-D	Rot. Plástica	10	2	10	0,82
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,94
D-E	Rot. Plástica	10	2	10	0,88
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,78
E-F	Rot. Plástica	10	2	10	0,84
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,76
10					
C-D	Rot. Plástica	10	2	10	0,67
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,57
D-E	Rot. Plástica	10	2	10	0,58
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,5
E-F	Rot. Plástica	10	2	10	0,75
	No Rot. Plástica	20	2	10	0,57

Anexo 15

Diseño del refuerzo longitudinal para vigas del MEEU, Sistema Gravitacional, dirección X

MEEU	Posición	Continuas	Arriba	Abajo	Demanda/Capacidad
1					
1-3	Izquierda	2φ22mm	0	0	0,22
	Centro	2φ22mm	0	0	0,78
	Derecha	2φ22mm	3φ22mm	1φ14mm	0,51
3-4	Izquierda	2φ22mm	3φ22mm	1φ14mm	0,99
	Centro	2φ22mm	0	2φ12mm	0,99
	Derecha	2φ22mm	4φ18mm	1φ12mm	0,99
4-5	Izquierda	2φ22mm	4φ18mm	1φ12mm	0,81
	Centro	2φ22mm	0	0	0,69
	Derecha	2φ22mm	3φ16mm	0	0,98
5-6	Izquierda	2φ22mm	3φ16mm	0	0,91
	Centro	2φ22mm	0	0	0,4
	Derecha	2φ22mm	2φ20mm	0	0,99
2					
3-4	Izquierda	2φ25mm	4φ20mm	1φ12mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	0	0,98
	Derecha	2φ25mm	3φ20mm	0	0,99
4-5	Izquierda	2φ25mm	3φ20mm	0	0,92
	Centro	2φ25mm	0	0	0,77
	Derecha	2φ25mm	3φ18mm	0	0,99
5-6	Izquierda	2φ25mm	3φ18mm	0	0,82
	Centro	2φ25mm	0	0	0,54
	Derecha	2φ25mm	3φ20mm	0	0,99



MEEU	Posición	Continuas	Arriba	Abajo	Demanda/Capacidad
3					
3-4	Izquierda	2φ25mm	3φ25mm	1φ16mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	0	0,99
	Derecha	2φ25mm	3φ18mm	0	0,99
4-5	Izquierda	2φ25mm	3φ18mm	0	0,89
	Centro	2φ25mm	0	0	0,79
	Derecha	2φ25mm	2φ20mm	0	0,99
5-6	Izquierda	2φ25mm	2φ20mm	0	0,81
	Centro	2φ25mm	0	0	0,62
	Derecha	2φ25mm	2φ25mm	0	0,99
4					
3-4	Izquierda	2φ25mm	3φ25mm	1φ16mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	0	0,99
	Derecha	2φ25mm	3φ18mm	0	0,99
4-5	Izquierda	2φ25mm	3φ18mm	0	0,87
	Centro	2φ25mm	0	0	0,81
	Derecha	2φ25mm	2φ18mm	0	0,98
5-6	Izquierda	2φ25mm	2φ18mm	0	0,78
	Centro	2φ25mm	0	0	0,63
	Derecha	2φ25mm	2φ25mm	0	0,99
5					
3-4	Izquierda	2φ25mm	3φ25mm	1φ16mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	0	0,99
	Derecha	2φ25mm	2φ18mm	0	0,99
4-5	Izquierda	2φ25mm	2φ18mm	0	0,88
	Centro	2φ25mm	0	0	0,82
	Derecha	2φ25mm	2φ18mm	0	0,99
5-6	Izquierda	2φ25mm	2φ18mm	0	0,68
	Centro	2φ25mm	0	0	0,62
	Derecha	2φ25mm	2φ25mm	1φ12mm	0,99
6					
3-4	Izquierda	2φ25mm	3φ25mm	1φ16mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	0	0,98
	Derecha	2φ25mm	1φ22mm	0	0,99
4-5	Izquierda	2φ25mm	1φ22mm	0	0,85
	Centro	2φ25mm	0	0	0,84
	Derecha	2φ25mm	1φ18mm	0	0,98
5-6	Izquierda	2φ25mm	1φ18mm	0	0,68
	Centro	2φ25mm	0	0	0,58
	Derecha	2φ25mm	2φ25mm	0	0,99



<i>MEEU</i>	Posición	Continuas	Arriba	Abajo	Demanda/Capacidad
7					
3-4	Izquierda	2φ25mm	3φ25mm	1φ16mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	0	0,98
	Derecha	2φ25mm	2φ12mm	0	0,99
4-5	Izquierda	2φ25mm	2φ12mm	0	0,81
	Centro	2φ25mm	0	0	0,89
	Derecha	2φ25mm	0	0	0,99
5-6	Izquierda	2φ25mm	0	0	0,84
	Centro	2φ25mm	0	0	0,41
	Derecha	2φ25mm	2φ25mm	0	0,99
8					
3-4	Izquierda	2φ25mm	3φ25mm	1φ16mm	0,99
	Centro	2φ25mm	0	0	0,99
	Derecha	2φ25mm	1φ12mm	0	0,99
4-5	Izquierda	2φ25mm	1φ12mm	0	0,81
	Centro	2φ25mm	0	0	0,92
	Derecha	2φ25mm	0	0	0,98
5-6	Izquierda	2φ25mm	0	0	0,76
	Centro	2φ25mm	0	0	0,4
	Derecha	2φ25mm	2φ22mm	0	0,99
9					
3-4	Izquierda	2φ22mm	4φ22mm	1φ20mm	0,99
	Centro	2φ22mm	0	0	0,55
	Derecha	2φ22mm	1φ16mm	0	0,99
4-5	Izquierda	2φ22mm	1φ16mm	0	0,78
	Centro	2φ22mm	0	0	0,85
	Derecha	2φ22mm	0	0	0,99
5-6	Izquierda	2φ22mm	0	0	0,63
	Centro	2φ22mm	0	0	0,47
	Derecha	2φ22mm	3φ18mm	0	0,98
10					
4-5	Izquierda	2φ22mm	0	0	0,41
	Centro	2φ22mm	0	0	0,5
	Derecha	2φ22mm	0	0	0,68

Anexo 16

Diseño del refuerzo a cortante para vigas del MEEU, Sistema gravitacional, dirección Y

MEEU	Posición	Separación	Ramales	Diámetro	Demanda/Capacidad
1					
1-3	Rot. Plástica	5	2	10	0,54
	No Rot. Plástica	25	2	10	0,74
3-4	Rot. Plástica	10	2	10	0,83
	No Rot. Plástica	25	2	10	0,76
4-5	Rot. Plástica	10	2	10	0,7
	No Rot. Plástica	25	2	10	0,7
5-6	Rot. Plástica	10	2	10	0,69
	No Rot. Plástica	25	2	10	0,64
2					
3-4	Rot. Plástica	10	2	10	0,99
	No Rot. Plástica	25	2	10	0,9
4-5	Rot. Plástica	10	2	10	0,8
	No Rot. Plástica	25	2	10	0,8
5-6	Rot. Plástica	10	2	10	0,88
	No Rot. Plástica	25	2	10	0,8
3					
3-4	Rot. Plástica	10	2	10	0,88
	No Rot. Plástica	25	2	10	0,83
4-5	Rot. Plástica	10	2	10	0,77
	No Rot. Plástica	25	2	10	0,77
5-6	Rot. Plástica	10	2	10	0,78
	No Rot. Plástica	25	2	10	0,71
4					
3-4	Rot. Plástica	10	2	10	0,88
	No Rot. Plástica	25	2	10	0,83
4-5	Rot. Plástica	10	2	10	0,77
	No Rot. Plástica	25	2	10	0,77
5-6	Rot. Plástica	10	2	10	0,78
	No Rot. Plástica	25	2	10	0,69
5					
3-4	Rot. Plástica	10	2	10	0,88
	No Rot. Plástica	25	2	10	0,83
4-5	Rot. Plástica	10	2	10	0,72
	No Rot. Plástica	25	2	10	0,71
5-6	Rot. Plástica	10	2	10	0,78
	No Rot. Plástica	25	2	10	0,69
6					
3-4	Rot. Plástica	10	2	10	0,88
	No Rot. Plástica	25	2	10	0,83
4-5	Rot. Plástica	10	2	10	0,69
	No Rot. Plástica	25	2	10	0,65
5-6	Rot. Plástica	10	2	10	0,78
	No Rot. Plástica	25	2	10	0,78



<i>MEEU</i>	<i>Posición</i>	<i>Separación</i>	<i>Ramales</i>	<i>Diámetro</i>	<i>Demanda/Capacidad</i>
7					
3-4	Rot. Plástica	5	2	10	0,51
	No Rot. Plástica	25	2	10	0,94
4-5	Rot. Plástica	10	2	10	0,65
	No Rot. Plástica	25	2	10	0,64
5-6	Rot. Plástica	10	2	10	0,89
	No Rot. Plástica	25	2	10	0,63
8					
3-4	Rot. Plástica	5	2	10	0,52
	No Rot. Plástica	25	2	10	0,91
4-5	Rot. Plástica	10	2	10	0,63
	No Rot. Plástica	25	2	10	0,62
5-6	Rot. Plástica	10	2	10	0,86
	No Rot. Plástica	25	2	10	0,64
9					
3-4	Rot. Plástica	10	2	10	0,93
	No Rot. Plástica	25	2	10	0,89
4-5	Rot. Plástica	10	2	10	0,56
	No Rot. Plástica	25	2	10	0,48
5-6	Rot. Plástica	10	2	10	0,7
	No Rot. Plástica	25	2	10	0,49
10					
4-5	Rot. Plástica	10	2	10	0,6
	No Rot. Plástica	25	2	10	0,53