



UNIVERSIDAD TÉCNICA AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO EXPERIMENTAL

PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

TEMA:

**“ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE
LABORATORIO CLINICO OCHOA -MATRIZ”**

Autor: César Joel Galarza Flores

Tutor: Ing. Mg. Lourdes Gabriela Peñafiel Valla

AMBATO - ECUADOR

Marzo - 2023

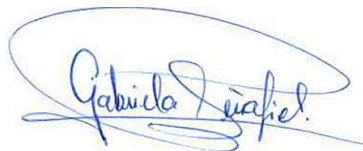
CERTIFICACIÓN

En mi calidad de Tutora del Trabajo Experimental, previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil, con el tema: “**ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIO CLINICO OCHOA -MATRIZ**”, elaborado por el **Sr. César Joel Galarza Flores**, portador de la cedula de ciudadanía: C.I. 1805324397, estudiante de la Carrera de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Certifico:

- Que el presente trabajo experimental es original de su autor.
- Ha sido revisado cada uno de sus capítulos componentes.
- Esta concluido en su totalidad.

Ambato, marzo 2023



Ing. Mg. Lourdes Gabriela Peñañiel Valla.
TUTORA

AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN

Yo, **César Joel Galarza Flores** con C.I. 1805324397 declaro que todas las actividades y contenidos expuestos en el presente Trabajo Experimental con el tema: **“ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIO CLINICO OCHOA -MATRIZ”**. Así como también tablas, gráficos, conclusiones y recomendaciones son de mi exclusiva responsabilidad como autor del proyecto, a excepción de las referencias bibliográficas citadas en el mismo.

Ambato, marzo 2023



César Joel Galarza Flores

C. I. 1805324397

AUTOR

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que haga de este trabajo experimental o parte de él, un documento disponible para su lectura consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los Derechos en línea patrimoniales de mi Trabajo Experimental, con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este documento dentro de las regulaciones de la Universidad, siempre y cuando esta reproducción no suponga una ganancia económica y se realice respetando mis derechos de autor.

Ambato, marzo 2023



César Joel Galarza Flores

C. I. 1805324397

AUTOR

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros del Tribunal de Grado aprueban el informe del Trabajo Experimental, realizado por el estudiante César Joel Galarza Flores de la Carrera de Ingeniería Civil bajo el tema: **“ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIO CLINICO OCHOA -MATRIZ”**.

Ambato, marzo 2023

Para constancia firman:



Ing. Mg. Maritza Elizabeth Ureña Aguirre

MIEMBRO CALIFICADOR



Ing. Mg. Wladimir José Ramírez Cabrera

MIEMBRO CALIFICADOR

DEDICATORIA

Quiero dedicar este trabajo a las 3 personas más importantes de mi vida, mi ángel en el cielo (mi padre Milton) que dio todo su esfuerzo hasta el final de sus días para hacerme llegar a donde estoy, a mi querida madre Marisol que siempre está velando por mi salud y bienestar y a mi querida hermana Kelly por el amor y apoyo incondicional, las palabras no son suficientes para expresar el amor y respeto que les tengo...

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por ponerme a grandes personas en mi camino que me han ayudado a crecer como persona.

“Actuar es mucho mejor que esperar un milagro”

-Evangelio

Agradezco con todo mi corazón, a mi padre por su guía, apoyo y ejemplo sobre todo porque a pesar de su enfermedad me enseñó a que debo perseverar y ser CALIDAD como persona y como profesional, a mi mami y mi hermana que me dan todo su amor y apoyo incondicional, les estaré agradecido toda mi vida y los amare hasta la eternidad.

A la Universidad Técnica de Ambato, la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, en especial la carrera de Ingeniería Civil y a sus docentes por acogerme en aulas y formarme como profesional.

A la Ingeniería Gabriela Peñafiel por su paciencia, su tiempo, sus conocimientos y asesorías impartidas hacia mi persona para culminar mi trabajo.

A mi familia quienes han estado a mi lado y me brindaron su apoyo en momentos buenos y malos.

Al Dr. Marcelo Ochoa y a la Dra. Marisela Toasa quienes me ayudaron con la información requerida para la ejecución de mi trabajo de titulación.

A la constructora FORJASA que me abrió sus puertas y me enseñó que el conocimiento no se mezquina y que los trabajos se los deben realizar siempre de la mejor manera, en especial al Ing. David Torres, Ing. José Balladares e Ing. Enrique Reyes por sus conocimientos impartidos hacia mi persona, de verdad muchas gracias.

A las amistades incondicionales que la universidad me brindo en aquellos que creyeron en mí en mis malos ratos..., en aquellos que tuvieron saben que la amistad el valor de la amistad, por más que el camino nos separe sé que lograran ser grandes profesionales y lograran sus objetivos en sus vidas, los llevare en mi corazón.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CERTIFICACIÓN	ii
AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN	iii
DERECHOS DE AUTOR	iv
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO	v
DEDICATORIA	vi
AGRADECIMIENTO	vii
ÍNDICE DE CONTENIDOS	viii
ÍNDICE DE TABLAS	xiii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xvi
NOMENCLATURA	xx
RESUMEN.....	xxiv
ABSTRACT.....	xxv
CAPITULO I.....	1
MARCO TEÓRICO.....	1
1.1 Antecedentes investigativos	1
1.1.1 Antecedentes	1
1.1.2 Justificación.....	2
1.1.3 Fundamentación Teórica	4
1.1.3.1 Diseño de una estructura	4
1.1.3.2 Intervención sobre estructuras ya existentes	4
1.1.3.2.1 Diagnostico.....	5
1.1.3.2.2 Mantenimiento	5
1.1.3.2.3 Reparación.....	5
1.1.3.2.4 Refuerzo	5
1.1.3.2.5 Sustitución.....	5
1.1.3.3 Estudios Geotécnicos	5
1.1.3.3.1 Técnica de Nakamura.....	5
1.1.3.3.2 Ensayo de penetración estándar (SPT).....	6
1.1.3.3.3 Refracción sísmica	6
1.1.3.4 Velocidad de onda de corte en suelos	6

1.1.3.5	Peligro sísmico	7
1.1.3.6	Vulnerabilidad sísmica	7
1.1.3.7	Vulnerabilidad estructural	7
1.1.3.7.1	Configuración estructural.....	8
1.1.3.8	Métodos de evaluación de la vulnerabilidad sísmica	8
1.1.3.8.1	Métodos cualitativos	8
1.1.3.8.1.1	Metodología de evaluación sísmica NEC 2015	9
1.1.3.8.2	Métodos cuantitativos	11
1.1.3.8.2.1	Análisis estático lineal (Estático equivalente).....	11
1.1.3.8.2.2	Análisis modal espectral.....	12
1.1.3.8.2.3	Análisis estático no lineal PUSHOVER.....	12
1.1.3.9	Nivel de desempeño estructural y rangos.....	13
1.1.3.9.1	Nivel de desempeño para elementos estructurales	13
1.1.3.9.2	Niveles de desempeño no estructurales.....	14
1.1.3.10	Nivel de desempeño de la edificación.....	15
1.1.3.10.1	Niveles de desempeño VISION 2000	17
1.1.3.11	Sectorización de la curva de capacidad.....	17
1.1.3.12	Finalidades del desempeño.....	18
1.1.3.12.1	Propuesta VISION 2000.....	18
1.1.3.12.2	Propuesta ATC-40.....	19
1.1.3.12.3	Propuesta según el ASCE/SEI 41-13	19
1.1.3.13	Niveles de amenaza sísmica en base a la NEC15 peligro sísmico	21
1.1.3.14	Curva de capacidad	22
1.1.3.15	Rótula plástica	22
1.1.3.16	Refuerzo en columnas con perfiles laminados	23
1.1.3.17	Encamisado de hormigón armado	24
1.2	Objetivos	25
1.2.1	Objetivo General	25
1.2.2	Objetivos Específicos	25
CAPITULO II.....		26
MATERIALES Y MÉTODOS		26
2.1	Materiales y equipos empleados	26

2.1.1	Materiales	26
2.2	Métodos	27
2.2.1	Investigación experimental	27
2.2.2	Investigación aplicada	27
2.2.3	Plan de recolección de datos	28
2.2.4	Plan de procesamiento y análisis de información	28
2.2.5	Recolección de datos	29
2.2.5.1	Planos arquitectónicos y estructurales.....	29
2.2.5.2	Ubicación	29
2.2.5.3	Descripción de la edificación	29
2.2.5.4	Microzonificación en base a estudios geotécnicos.....	30
2.2.5.4.1	Ensayos geotécnicos recolectados.....	30
2.2.5.4.1.1	La Merced parque de la laguna	30
2.2.5.4.1.2	Velocidad de onda de corte P02 La Merced Parque la Laguna	31
2.2.6	Resistencia del hormigón y acero.....	35
2.2.6.1	Ensayo esclerométrico.....	35
2.2.6.2	Resistencia del acero de refuerzo	38
2.2.7	Cargas y combinaciones de carga	38
2.2.7.1	Combinaciones de carga.....	38
2.2.8	Datos de entrada del modelo	39
2.2.8.1	Predimensionamiento de los elementos estructurales	39
2.2.8.1.1	Predimensionamiento de vigas.....	39
2.2.8.1.2	Diseño de columnas	41
2.2.8.1.3	Materiales	41
2.2.8.1.4	ACCIONES CONSIDERADAS EN LA ESTRUCTURA	41
2.2.8.1.5	Vista de modelo matemático	44
2.2.8.1.6	Diagramas de momentos, cortes y fuerzas axiales de columnas.....	44
2.2.8.1.7	Chequeo de interacción de columnas sección de hormigón.....	46
2.2.8.2	Análisis estático no lineal Pushover.....	50
2.2.8.2.1	Método utilizado	50
2.2.8.2.2	Definición de la carga gravitacional no lineal.....	50
2.2.8.2.3	Pushover sentido X-Y	50

2.2.8.2.4	Definición de rótulas plásticas	51
2.2.8.2.5	Cálculo de rótulas plásticas	52
CAPITULO III		59
RESULTADOS Y DISCUSIÓN		59
3.1	Análisis y discusión de resultados.....	59
3.1.1	Perfiles sísmicos de los suelos de Ambato.....	59
3.1.1.1	Ensayo de penetración estándar SPT	59
3.1.1.2	Clasificación sísmica de los suelos de Ambato.....	60
3.1.2	Evaluación visual rápida NEC 2015	60
3.1.3	Análisis modal espectral de la estructura actual.....	61
3.1.4	Deriva de piso.....	62
3.1.5	Capacidad de la columna.....	63
3.1.6	Análisis estático no lineal Pushover.....	64
3.1.6.1	Formación de rótulas plásticas	64
3.1.6.2	Evaluación del desempeño sísmico -ASCE/SEI 41-13	68
3.1.7	Análisis espectral dinámico con reforzamiento	74
3.1.8	Deriva de piso.....	74
3.1.9	Capacidad de la columna.....	77
3.1.9.1	Propuesta de reforzamiento	77
3.1.10	Análisis estático no lineal Pushover- estructura reforzada.....	80
3.1.10.1	Formación de rótulas plásticas	80
3.1.10.2	Evaluación del desempeño sísmico -ASCE/SEI 41-13	85
CAPITULO IV		92
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		92
4.1	Conclusiones	92
4.2	Recomendaciones.....	94
BIBLIOGRAFÍA		95
ANEXOS.....		98
5.1	Anexo N° 1 Fotografías.....	98
5.2	Anexo N° 2 Secciones y propiedades de elementos estructurales utilizados en el programa	99
5.2.1.1.1	SECCIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	99

5.2.1.1.2	SECCIONES DE ELEMENTOS TIPO PLACA	100
5.3	Anexo N° 3 Planos arquitectónicos, estructurales y propuesta de reforzamiento	100

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Clasificación de suelos NEC 15.....	6
Tabla 2 Formulario de evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica	9
Tabla 3 Tipología del sistema estructural	10
Tabla 4 Modificadores de puntaje.....	10
Tabla 5 Niveles de desempeño para las estructura.....	16
Tabla 6 Nivel de desempeño de la edificación VISION 2000	17
Tabla 7 Sectorización de la curva de capacidad.....	18
Tabla 8 Objetivos de seguridad básica para edificaciones convencionales	19
Tabla 9 Objetivos de desempeño	20
Tabla 10 Objetivo Básico del Desempeño apegado a los nuevos estadares de construcción	21
Tabla 11 Niveles de amenaza sísmica.	21
Tabla 12 Equipos utilizados	26
Tabla 13 Valores f_{peak} y A_{peak} y periodos para suelos de Ambato.....	31
Tabla 14 Coordenadas de las dos líneas sísmicas en P02- Merced Parque la Laguna.	32
Tabla 15 Clasificación de suelos SUCS en sitio P02.....	33
Tabla 16 Valores de N_{60} , V_{s30} y cota a nivel del mar.....	34
Tabla 17 Ubicación de elementos estructurales de donde se tomaron las muestras .	35
Tabla 18 Resistencia a la compresión de los elementos estructurales mediante el ensayo esclerométrico	37
Tabla 19 Resistencia a la compresión de los elementos estructurales mediante el ensayo esclerométrico.	37
Tabla 20 Chequeo de vigas	40
Tabla 21 Predimensionamiento de columna – cargas gravitacionales.....	41

Tabla 22 Cálculo carga de sismo	42
Tabla 23 Espectro de diseño según la NEC 2015	43
Tabla 24 Datos para la creación del diagrama de interacción tn-m	47
Tabla 25 Solicitación de carga tn-m.....	47
Tabla 26 Datos para la creación del diagrama de interacción.....	49
Tabla 27 Solicitación de carga	49
Tabla 28 Cálculo de la rótula plástica en vigas.....	53
Tabla 29 Parámetros de modelado y criterios numéricos de aceptación para procedimiento nos lineales en vigas de hormigón armado	54
Tabla 30 Cálculo de la rótula plástica en columnas.....	56
Tabla 31 Parámetros de modelado y criterios numéricos de aceptación para procedimiento nos lineales en columnas de hormigón armado	57
Tabla 32 Formulario de inspección visual rapida NEC 2015	60
Tabla 33 Periodo y rotacion de la estructura.....	61
Tabla 34 Derivas por piso	62
Tabla 35 Cuadro resumen rótulas en el sentido X	66
Tabla 36 Cuadro resumen rótulas en el sentido Y	67
Tabla 37 Cuadro resumen-solicitaciones ante diferentes amenazas sismica-Pushover X.....	68
Tabla 38 Cuadro resumen -solicitaciones ante diferentes amenazas sismica -sentido Y	71
Tabla 39 Periodo y rotacion de la estructura con reforzamiento.....	74
Tabla 40 Derivas por piso	75
Tabla 41 Propuesta de reformiento	77
Tabla 42 Prediseño de columnas reforzadas	78
Tabla 43 Datos para la creación del diagrama de interacción.....	79

Tabla 44 Solicitación de carga	80
Tabla 45 Cuadro resumen rótulas en el sentido X	84
Tabla 46 Cuadro resumen rótulas en el sentido Y	84
Tabla 47 Cuadro resumen-solicitaciones ante diferentes amenazas sismica-Pushover X.....	85
Tabla 48 Cuadro resumen -solicitaciones ante diferentes amenazas sismica -Pushover Y	88
Tabla 50 Propiedades del acero de refuerzo.....	99
Tabla 51 Secciones de elementos en la estructura	99
Tabla 52 Losa de concreto	100

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Causas y tipos de intervención en una estructura	4
Figura 2 Objetivos de desempeño sismico recomendados.....	18
Figura 3 Curva de capacidad.....	22
Figura 4 Longitud de plastificación	23
Figura 5 Detalle de refuerzo con perfiles en columnas.....	24
Figura 6 Encamisado en columna de hormigón armado.....	24
Figura 7 Ubicacion del edificio.....	29
Figura 8 Edificio del Laboratorio Clinico Ochoa-Matriz	30
Figura 9 Resultados de la velocidad de onda de corte en P02 Merced Parque La Laguna.....	32
Figura 10 Cohesión y ángulo de fricción interna perteneciente a la muestra P02.	33
Figura 11 Clasificación de suelos en la ciudad de Ambato.	34
Figura 12 Ensayo esclerométrico con la norma ASTM C805	38
Figura 13 Modelo matematico de la estructura.....	44
Figura 14 Columnas resultados (Ton-m)	44
Figura 15 Columnas resultados.....	45
Figura 16 Fuerzas axiales.....	45
Figura 17 Comportamiento de la estructura con la combinación de cargas estáticas	46
Figura 18 Diagrama de capacidad columna.....	47
Figura 19 Comportamiento de la estructura con la combinación de cargas dinamicas	48
Figura 20 Diagrama de capacidad columna.....	49
Figura 21 Definición de la carga gravitacional no lineal.	50
Figura 22 Definición del Pushover sentido X.....	51

Figura 23 Definición del Pushover sentido Y	51
Figura 24 Definición del Pushover sentido Y	52
Figura 25 Definición del Pushover sentido Y	52
Figura 26 Diagrama momento rotación -viga	55
Figura 27 Diagrama de interacción del momento probable en función de la carga..	56
Figura 28 Diagrama momento rotación -columna	58
Figura 29 Ensayo de corte con una profundidad de 14m en el Parque de la Laguna.	59
Figura 30 Derivas inelástica dinámica en sentido X y Y	63
Figura 31 Formación de rótulas plásticas paso 2.	64
Figura 32 Formación de rótulas plásticas paso 3.	64
Figura 33 Formación de rótulas plásticas paso 4.	65
Figura 34 Formación de rótulas plásticas paso 5.	65
Figura 35 Formación de rótulas plásticas paso 6.	66
Figura 36 Niveles de desempeño obtenidos ante un Sismo Frecuente según ASCE/SEI 41-13	68
Figura 37 Niveles de desempeño obtenidos ante un Sismo Ocasional según ASCE/SEI 41-13	69
Figura 38 Niveles de desempeño obtenidos ante un Sismo Raro según.....	69
Figura 39 Niveles de desempeño obtenidos ante un Sismo Muy Raro según ASCE/SEI 41-13	70
Figura 40 Niveles de desempeño X	70
Figura 41 Niveles de desempeño obtenidos ante un Sismo Frecuente según ASCE/SEI 41-13	71
Figura 42 Niveles de desempeño obtenidos ante un Sismo Ocasional según ASCE/SEI 41-13	72

Figura 43 Niveles de desempeño obtenidos ante un Sismo Raro según.....	72
Figura 44 Niveles de desempeño obtenidos ante un Sismo Muy Raro según ASCE/SEI 41-13	73
Figura 45 Niveles de desempeño Y	73
Figura 46 Derivas inelástica dinámica en sentido X y Y	76
Figura 47 Comportamiento de la estructura reforzada con la combinación de cargas dinamicas.....	79
Figura 48 Diagrama de capacidad columna.....	80
Figura 49 Formación de rótulas plásticas paso 2.	81
Figura 50 Formación de rótulas plásticas paso 3.	81
Figura 51 Formación de rótulas plásticas paso 4.	82
Figura 52 Formación de rótulas plásticas paso 5.	82
Figura 53 Formación de rótulas plásticas paso 6.	83
Figura 54 Formación de rótulas plásticas paso 7.	83
Figura 55 Niveles de desempeño obtenidos ante un Sismo Frecuente según ASCE/SEI 41-13	86
Figura 56 Niveles de desempeño obtenidos ante un Sismo Ocasional según ASCE/SEI 41-13	86
Figura 57 Niveles de desempeño obtenidos ante un Sismo Raro según.....	87
Figura 58 Niveles de desempeño obtenidos ante un Sismo Muy Raro según ASCE/SEI 41-13	87
Figura 59 Niveles de desempeño X	88
Figura 60 Niveles de desempeño obtenidos ante un Sismo Frecuente según ASCE/SEI 41-13	89
Figura 61 Niveles de desempeño obtenidos ante un Sismo Ocasional según ASCE/SEI 41-13	89

Figura 62 Niveles de desempeño obtenidos ante un Sismo Raro según.....	90
Figura 63 Niveles de desempeño obtenidos ante un Sismo Muy Raro según ASCE/SEI 41-13	90
Figura 64 Niveles de desempeño Y	91

NOMENCLATURA

Cm: Carga muerta

Cv: Carga viva

B col: Base de la columna

Rec: Recubrimiento en viga

Pb: Cuantía balanceada

He: Altura equivalente

Cu: Carga última

Me: Momento estático de la franja central de la viga

Md: Momento de diseño

b: base de columna

h: Altura de la viga

h def: altura definida de la viga

d: peralte efectivo

As: Área de acero

Num: Número de varillas necesarias

Num ad: Número de varillas adicionales

Cuant: cuantía de acero

Sep: separación entre aceros

Sep min: separación mínima entre estribos

a: Altura del bloque de compresión

Mr: Momento resistente

Mpr: Momento probable

Vu giro: Fuerza cortante por giro

Vu grav: Fuerza cortante por gravedad

At: Área de aporte

Pu: Carga última en la columna

Ag: Área de hormigón

Var a: Varillas en sentido en X

Var b: Varillas en sentido en Y

Fi long: Varillas longitudinales

Fi est: Varillas esquineras

Fi estrib: Varilla estribo

Rec: Recubrimiento

Num: número de varillas en la columna

Bc: ancho confinado

Pc: profundidad confinada

Ag real: Área de hormigón real

As long: Área de acero longitudinal

As esq: Área de acero esquinero

Sep a: Separación en ancho

Sep p: Separación en profundidad

Lo: Longitud de la zona protegida

Sep max: separación máxima de la zona protegida entre el mínimo valor de la barras esquineras o longitudinales

Ash: Área de acero de confinamiento

As Estr: Área de estribos

Vinchas: Ramales necesarios en la columna

Vu total: Fuerza contante total

Vs: Fuerza de corte ocasionada por los estribos

Ø: fi del acero

As est: Área de acero de estribos

Sep: Separación entre elementos

Sep max: Separación máxima

Z prot: Zona protegida

Num estri: Número de estribos

As (-): Área de acero negativa

As (+): Área de acero positiva

Cuant (-): Cuantía de acero superior

a: altura del bloque de compresión

My: momento de fluencia

E: módulo de elasticidad

Iv: inercia de la vida

Øy: rotación de fluencia

Vs: fuerza cortante

Condición 1,2,3: condiciones de la tabla norma ASCE 41-13

C: acero conforme

Øu: rotación última

Mu: momento último

Mr: momento remanente

Rot r: rotación de momento

Duct: ductilidad de la viga

Pu: Carga ultima

My: momento de fluencia

Mpr: momento probable

Θ_y : rotación de remanencia

E: módulo de elasticidad del hormigón

I: inercia del elemento

Cond 1 y 2: corresponde a las condiciones de la tabla para columnas ASCE 41-13

Θ_u : rotación última

Mu: momento último

Mr: momento remanente

Θ_r : rotación remanente

Vu: Cortante último

D: peralte efectivo

C: distancia al eje neutro

A: altura del bloque de compresión de la columna

D': contrario del peralte efectivo

P1, P2, P3: cargas que actúan en la columna

A Vari: Área de la varilla

Dy: deformación de fluencia

Dd: deformación de demanda

Du: deformación última

RESUMEN

La presente investigación tiene como objetivo conocer el comportamiento estructural del Edificio del Laboratorio Clínico Ochoa-Matriz ubicado en la Av. González Suarez del Cantón Ambato en la provincia de Tungurahua.

Este trabajo experimental cumple con los requerimientos establecidos en las normas NEC SE CG, NEC SE DS y NEC SE RE, de lo cual se realizó un levantamiento de información arquitectónica y estructural para realizar un modelo matemático en un software especializado de cálculo. Por medio de este programa se determinó los movimientos traslacionales y rotacionales, las derivas, el periodo de diseño, el comportamiento de los elementos estructurales tales como vigas y columnas, además, con la ayuda del programa de cálculo se aplicó la evaluación del desempeño sísmico en la edificación en base a la normativa ASCE/SEI 41-13 para determinar los niveles de desempeño ante sollicitaciones de un sismo frecuente, ocasional, raro y muy raro. Así también se analizaron las rótulas plásticas con el objetivo de conocer el desplazamiento y cortante de éstas para categorizar su nivel de desempeño.

En base al cálculo establecido en el programa, se estableció que la estructura necesita un reforzamiento para mejorar su capacidad en las columnas, ya que se presentó la falta de esta para soportar las cargas solicitadas en el cálculo y por ello fue necesario utilizar un reforzamiento de revestimiento de hormigón para mejorar su comportamiento estructural.

Palabras clave: Comportamiento estructural, Levantamiento de información, Modelo matemático, Evaluación del desempeño, Niveles de desempeño, Rótulas plásticas, Reforzamiento

ABSTRACT

This research aims to know the structural behavior of the Ochoa-Matriz Clinical Laboratory Building located on Av. Gonzales Suarez of the Ambato Canton in the province of Tungurahua.

This experimental work complies with the requirements established in the NEC SE CG, NEC SE DS and NEC SE RE standards, from which a survey was carried out of architectural and structural information to perform a mathematical model in a specialized calculation software. Through this program it was determined translational and rotational movements, drifts, design period, behaviour of structural elements such as beams and columns, In addition, with the help of the calculation program, the evaluation of seismic performance in the building was applied based based on ASCE/SEI 41-13 to determine the levels of performance before requests of a frequent, occasional, rare and very rare earthquake. Thus, the plastic ball joints were also analyzed to know the displacement and cutting of these to categorize their level of performance. Based In the calculation and therefore it was necessary to use a concrete cladding reinforcement to improve its structural behavior.

Keywords: Structural behavior, Information gathering, Mathematical model, Performance evaluation, Performance levels, Plastic ball joints, Strengthening.

CAPITULO I

MARCO TEÓRICO

1.1 Antecedentes investigativos

1.1.1 Antecedentes

Según H. Maros y S. Juniar en el libro Estudio de la vulnerabilidad sísmica en Guayaquil [1], Ecuador registra uno de los sismos más significantes y destructivos con una magnitud de 8.9° en la escala Richter según el registro de 97 sismos destructivos estudiados en los años 1541-2014.

También R. Aguilar en el libro de Microzonificación sísmica de Ambato [2], agrega que para la ciudad de Ambato es fundamental recalcar el terremoto del año 1949, con una magnitud tope de XII en escala Mercalli (escala utilizada en esa época) con un total de 5050 personas que fallecieron ante este sismo severo.

Otro rasgo de H. Maros y S. Juniar en el libro Estudio de la vulnerabilidad sísmica en Guayaquil [1], es que la ley del diseño sismorresistente en el Ecuador fue implementada en el año 2015, donde nos indica que la mayoría de las edificaciones fueron construidas netamente para soportar cargas gravitatorias, y su fuerza sísmica era calculada con respecto al peso de la estructura multiplicada por un coeficiente sísmico que para el año 1933, según Bozorgnia y Bertero, era de $c=0.008$. Para estudios posteriores se ha demostrado que la mayor parte de estructuras que no fueron construidas bajo un diseño sismorresistente podrían llegar a daños significativos o incluso al colapso al ser sometidas a cargas laterales. Así mismo la vulnerabilidad sísmica aumenta si es que en la construcción no existe un control de calidad de materiales. Se debe agregar que el diseño y construcción de estructuras deben de ir sustentando con normas y códigos de la construcción para que estas tengan un buen comportamiento durante un sismo, de manera especial estructuras de alta importancia ocupacional, tales como escuelas y colegios. Sin embargo, si esta no cuenta con un comportamiento adecuado ante un sismo, se debe implementar elementos de refuerzo que mejoraran la capacidad de resistencia de la estructura.

Adicionalmente en la tesis de Gutiérrez D. en Análisis estructural del desempeño sísmico [3], La federación para el manejo de emergencias (FEMA 1998), publicó un instructivo el cual nos permite inspeccionar una estructura de manera rápida, económica, así mismo esta sugiere si el edificio requiere un estudio más detallado. Para el año 2015 FEMA nos trae su tercera edición FEMA P-154. Y según la tesis de E. Bedón en Análisis Estructural Del Desempeño Sísmico Del Edificio De Administración De Empresas [4], La FEMA 154 y ATC-40 son manuales de evaluación de una estructura pre y post evento sísmico que permiten determinar el desempeño de una estructura ante una sollicitación sísmica, se utiliza un análisis estático no lineal (Pushover) el cual nos permite conocer la fuerza máxima que provocará el colapso real de la estructura, así también se conocerá la capacidad resistente de la fuerza lateral, la máxima ductilidad, adicionalmente que elemento tendera a fallar primero. Así como también nos permite conocer la degradación de la resistencia, desplazamientos relativos inelásticos y como resultado se obtendrá el nivel de desempeño de la edificación.

1.1.2 Justificación

Ecuador forma parte de las regiones con mayor actividad sísmica a nivel mundial denominada “Cinturón de Fuego del Pacífico”, la aparición de sismos, terremotos o grandes terremotos es común por que se encuentra relacionada al fenómeno de subducción de la Placa Tectónica Nazca dentro de la Placa Tectónica Sudamericana.[5]

La mayor parte del territorio ecuatoriano se encuentra en zona de alto peligro sísmico, tales como las ciudades de Quito, Guayaquil y todas las ciudades costeras. Muchas de las edificaciones no han sido construidas en función de una normativa y a lo largo del tiempo han tenido cambios tales como ampliaciones o cambios de uso para lo cual es riesgo sísmico aumenta y debe ser tomado en cuenta. Así mismo Ecuador cuenta con un largo historial de sismos en los últimos 460 años, estos han provocados estragos severos en ciudades tales como Riobamba e Ibarra dando como resultado la muerte de más de 60 000 personas. El estudio del riesgo sísmico está constituido por peligro sísmico, nivel de exposición y vulnerabilidad al daño de las edificaciones.

Para las edificaciones de uso esencial o de ocupación especial es fundamental que estos no cesen sus actividades después de un evento sísmico en los cuales se encuentran hospitales, centros educativos, edificios de bomberos, entre otros. Estos deben servir como centros de refugio o centros de socorro para un post evento sísmico. [6]

Ambato se caracteriza como una ciudad de alto peligro sísmico debido a su área que cuenta con fallas geológicas y suelos vulnerables, detectados por el Instituto Geofísico de la Politécnica Nacional [7]. Así mismo esta ciudad se encuentra atravesada por 3 fallas geológicas; la falla de Ambato; la falla de huachi y la falla de Totoras. Mismas que pueden generar actividad sísmica impulsiva, de corta duración, pero con potencial destructivo.[3]

Según el mapa de peligro sísmico NEC-SE-DS, Ecuador tiene 6 zonas sísmicas con rangos de intermedio hasta muy alto. Para las ciudades tales como Ambato, Cevallos y Quero se encuentran localizados en la zona 5 con una aceleración en roca de 0.4, este mapa es el producto de un estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años.[8]

El método incremental (Pushover) nos permite conocer el comportamiento de una estructura ante diferentes tipos de demandas sísmicas, las cuales se ingresarán en el programa y se verificará hasta que valor puede deformarse la máxima deriva en la estructura ya existente para posteriormente ser analizada e interpretada los datos. Así también se determinará el punto de desempeño sísmico, el periodo de vibración, derivas, cortante basal estático, cortante basal dinámico. Todo esto abarca los chequeos y requerimientos que deben cumplir las estructuras. Al implementar el método del Pushover en la estructura mediante las cargas estructurales se podrá analizar el apareamiento de rótulas plásticas donde la viga o elemento estructural es más frágil.

En cada caso tal como un sismo ocasional, frecuente, raro y muy raro se podrá observar los límites de ocupación de inmediata, seguridad de vida y prevención del colapso de la estructura en la cual nos dará la idea de cómo esta disipará la energía ante diferentes casos sísmicos.

1.1.3 Fundamentación Teórica

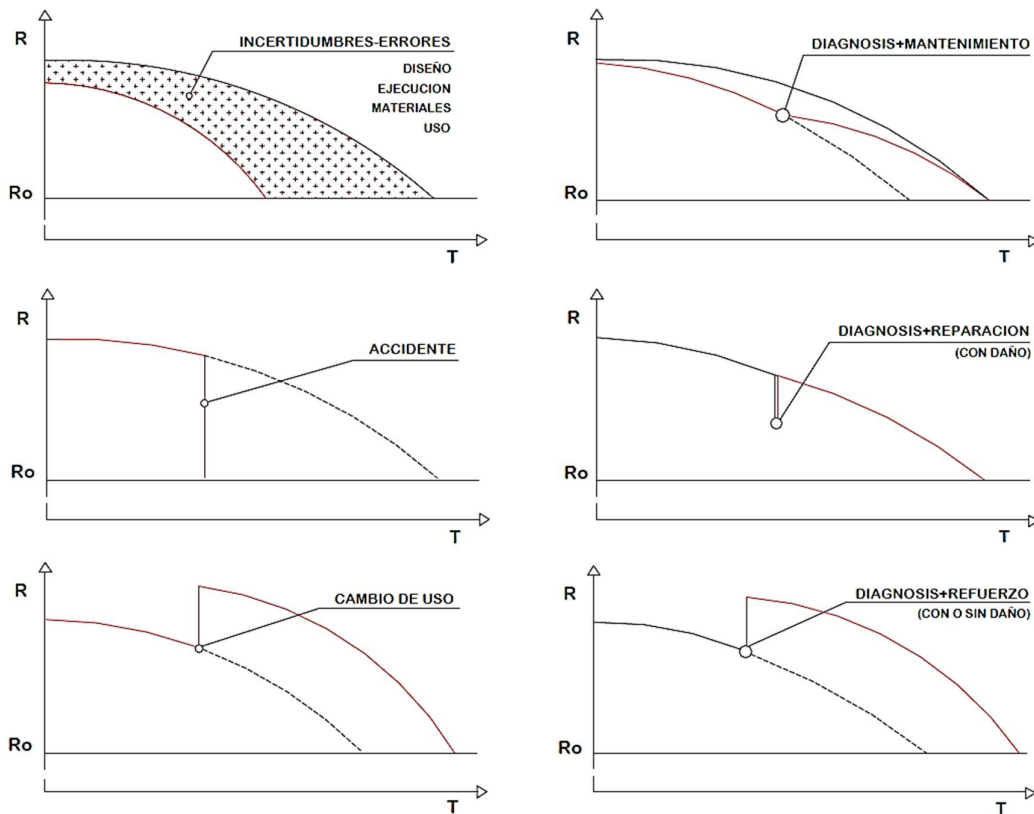
1.1.3.1 Diseño de una estructura

El diseño de una estructura debe entregar una resistencia ideal que cuente con los márgenes de seguridad esperados en su vida útil prevista. Esta resistencia debe de ser desarrollada en condiciones del tipo de servicio que esta proporcionara.[9]

1.1.3.2 Intervención sobre estructuras ya existentes

Hoy en día es más común la intervención sobre estructuras ya construidas con el fin de mantener, restituir o mejorar la capacidad de resistencia. [9]

Figura 1 Causas y tipos de intervención en una estructura



Fuente: Patología, reparación y refuerzo de estructuras de hormigón armado de edificación, 2019. [9]

Esto suele ir de la mano en función de la naturaleza y alcance del problema que van en diferentes etapas como:

- Diagnostico
- Mantenimiento
- Reparación
- Refuerzo
- Sustitución

1.1.3.2.1 Diagnostico

Se basa en un análisis del estado actual de la estructura en donde se realiza una inspección de la estructura ya existente, de manera general se evalúa la capacidad residual, así como las necesidades y su urgencia. En caso de identificar patologías se deberá conocer su naturaleza, alcance y motivo de esta. [9]

1.1.3.2.2 Mantenimiento

Son actuaciones de menudo alcance, de forma preventiva en donde se puede corregir falencias detectadas a tiempo y mantener la seguridad de la edificación. [9]

1.1.3.2.3 Reparación

Se entiende como el restablecimiento del nivel de seguridad a razón de una causa. Consecuentemente, implica la existencia previa de un daño de cierta entidad. [9]

1.1.3.2.4 Refuerzo

Implica el incremento del nivel original de capacidad de una estructura, no necesariamente por la existencia de daño. [9]

1.1.3.2.5 Sustitución

Se lo realiza cuando el nivel de daño es muy severo e imposibilita la opción de una reparación o un refuerzo. [9]

1.1.3.3 Estudios Geotécnicos

1.1.3.3.1 Técnica de Nakamura

Es un estudio geofísico para determinar la velocidad de onda de corte (V_{s3}) y los periodos de vibración del suelo teniendo en consideración la frecuencia y amplitud máxima. [2]

1.1.3.3.2 Ensayo de penetración estándar (SPT)

Este tipo de ensayo es una herramienta práctica para conocer los parámetros geomecánicos del suelo, con la finalidad de establecer la capacidad de soporte del suelo, misma que es relevante para seleccionar las dimensiones adecuadas de la cimentación de la estructura a construir.

1.1.3.3.3 Refracción sísmica

La metodología de refracción sísmica se basa en la medición del tiempo de viaje de la primera onda detectada para una serie de puntos separados a intervalos regulares a lo largo de una línea de referencia colocada en la superficie de la tierra. Esta línea de inspección se la identifica como línea de inspección y en cada punto de esta línea se encuentra un geófono (dispositivo receptor de señales) [10]

1.1.3.4 Velocidad de onda de corte en suelos

La normativa NEC Peligro sísmico, sismorresistente define 6 tipos de perfiles del suelo las cuales presentan las siguientes características:

Tabla 1 Clasificación de suelos NEC 15.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy denso o roca blanda que cumpla con el criterio de velocidad de la onda cortante, o	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumpla con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ Kpa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de onda de cortante, o	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15$ 100 kPa $> S_u \geq 50$ Kpa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3m de arcillas blandas	$I_p > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa

F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:
	F1: Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, Suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.
	F2: Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H>3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas)

Fuente: NEC, Peligro sísmico, diseño sismorresistente, 2015 [8]

Así mismo la normativa europea adiciona el número de golpes N del ensayo SPT como parámetro principal como se lo indica en la tabla 3.1. Grund types de la normativa European Standard [11]

1.1.3.5 Peligro sísmico

Se lo considera como la probabilidad de que un suceso ocurra dentro de un tiempo y área esperada. En el cual se espera un movimiento con una intensidad determinada con el fin de estimar el movimiento de terreno en el lugar especificado para comenzar con su evaluación del tamaño del sismo en el área de estudio. Se conoce al peligro sísmico a los efectos provocados a razón de movimientos sísmicos del terreno y dichos efectos son: la aceleración, velocidad, desplazamiento del terreno o intensidad macro sísmica de la zona de estudio.[4]

1.1.3.6 Vulnerabilidad sísmica

Se conoce como vulnerabilidad sísmica al fenómeno que ocurre cuando una estructura es sometida ante movimientos sísmicos. Una característica que se debe tener en cuenta es como la estructura fue diseñada, pero a su vez es independiente ante una amenaza sísmica. Por otra parte, la vulnerabilidad sísmica contiene un contexto muy amplio y se puede la puede clasificar en función de los elementos que componen dicha estructura, así como también la funcionalidad del diseño. [3]

1.1.3.7 Vulnerabilidad estructural

Se define a la vulnerabilidad estructural al daño esperado en los elementos estructurales ante movimientos sísmicos. La afectación que esta puede tener se relaciona con varias características tal como:

- El diseño del proyecto
- Los materiales con los que se construyo
- Las cargas a las que fueron sometida
- Etc [3]

Las recomendaciones que la normativa NEC menciona son:

1.1.3.7.1 Configuración estructural

Las configuraciones estructurales que recomienda la norma se encuentran en la NEC peligro sísmico; Diseño sismorresistente capítulo 5 en la tabla 11. Así también en caso de ser necesario identificar si existe alguna configuración no recomendada existente de la tabla 12 de la norma mencionada. Finalmente de ser el caso se aplicaran los coeficientes de irregularidad tanto de planta como de elevación mencionados en las tablas 13 y 14. [8]

1.1.3.8 Métodos de evaluación de la vulnerabilidad sísmica

Los métodos cualitativos son los que se usan en función de la observación del profesional el cual determinara el nivel de seguridad con respecto al colapso en categorías como vulnerabilidad baja, mediana o alta. De igual importancia si el consultor desea conocer lo daños físicos, ya sean estructurales o no, junto con ello el suelo en el cual está construido la estructura la evaluación será optada por métodos cuantitativos. [3]

1.1.3.8.1 Métodos cualitativos

Son aquellos de inspección inmediata y fácil en la cual se determinará si la estructura requiere de un análisis más detallado. Este método se lo ocupa para diferentes edificaciones donde se cuantifica el riesgo sísmico por zonas de escenarios sísmicos.[4]. Para dar una valoración de manera cualitativa con respecto a la vulnerabilidad sísmica de la edificación es necesario ocupar los formularios propuestos por FEMA 154 y la NEC 15. Consecuentemente se sugerirá el estudio estructural más detallado de la estructura.[3]

1.1.3.8.1.1 Metodología de evaluación sísmica NEC 2015

El procedimiento de la NEC se encuentra basado en la normativa FEMA 154 [12], el proceso es el mismo, el profesional realiza una inspección de manera visual con el fin de identificar su sistema estructural, su vulnerabilidad en base a un formulario, en función de la zona sísmica.[14]

Es necesario que el formulario cuente con la fotografía de la edificación, las irregularidades tanto en planta y elevación, tipo de sistema de la estructura, el tipo de suelo, entre otros. [14]

Tabla 2 Formulario de evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica

EVALUACIÓN VISUAL RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICACIONES													
ESQUEMA ESTRUCTURAL EN PLANTA Y EVALUACIÓN DE EDIFICACION	DATOS DE EDIFICACION:												
	Dirección:												
	Nombre de la edificación:												
	Sitio de referencia:												
	Tipo de uso:						Fecha de evaluación:						
	Año de construcción:						Año de remodelación:						
	Área construida en m2:						Número pisos:						
	DATOS DEL PROFESIONAL												
	Nombre del evaluador:												
	C.I.												
Registro senescyt:													
Fotografía													
TIPOLOGÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL													
Madera	W1	Pórtico Hormigón Armado	C1	Pórtico acero laminado	S1								
Mampostería sin refuerzo	URM	Pórtico H. Armado con	C2	Pórtico acero laminado con diagonales	S2								
Mampostería reforzado	RM	Pórtico H. Armado con mampostería confinada sin	C3	Pórtico acero doblado en frío	S3								
Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX	H. Armado prefabricado	PC	Pórtico acero con paredes mampostería	S5								
PUNTAJES BÁSICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL:													
Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5
Puntaje básico	4.4	1.8	2.8	1.8	2.5	2.8	1.6	2.4	2.6	3	2	2.8	2
ALTURA DE EDIFICACIÓN													
Baja altura (menor a 4 pisos)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.4	0.2	0.4	0.4	0.2	0.2	0.2	0.4	N/A	0.4	0.4
Gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0.3	0.6	0.8	0.3	0.4	0.6	0.8	N/A	0.8	0.8
IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACIÓN													
Irregularidad vertical	-2.5	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.	-1.0	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0
Irregularidad en planta	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
CODIGO DE LA CONSTRUCCION													
Pre-código (construido antes de 1977) o autoconstrucción	0.0	-0.2	-0.1	-1.2	-1.2	-1.0	-0.2	-0.3	-1.0	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2
Construido en etapa de transición (entre 1977 y 2001)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Postcódigo moderno (construido a partir del 2001)	1.0	N/A	2.8	1.0	1.4	2.4	1.4	1.0	1.4	1.4	1.0	1.6	1.0
TIPO DE SUELO													
Tipo de suelo C	0.0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4
Tipo de suelo D	0.0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6
Tipo de suelo E	0.0	-0.8	-0.4	-1.2	-1.2	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8
PUNTAJE FINAL, S													
GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA													
S<2,0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial												
2,0>S>2,5	Media vulnerabilidad												
S>2,5	Baja vulnerabilidad												
													Firma responsable Evaluación
OBSERVACIONES.-													

Fuente: Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras [14]

Por otro lado, es necesario conocer el sistema estructural, es caso de no poder identificarlo se debe eliminarlo y calificar las opciones restantes que quedan. El puntaje final S, a considerar es el menor valor. Las tipologías del sistema estructural se encuentran dividido en 13 categorías las cuales son:

Tabla 3 Tipología del sistema estructural

TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL					
Madera	W1	Pórtico Hormigón Armado	C1	Pórtico Acero Laminado	S1
Mampostería sin refuerzo	URM	Pórtico H. Armado con muros estructurales	C2	Pórtico Acero Laminado con diagonales	S2
Mampostería reforzada	RM	Pórtico H. Armado con mampostería confinada sin refuerzo	C3	Pórtico Acero Doblado en frío	S3
Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX			Pórtico Acero Laminado con muros estructurales de hormigón armado	S4
		H. Armado prefabricado	PC	Pórtico Acero con paredes mampostería	S5

Fuente: Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras [14]

Para terminar al obtener la puntuación final S, que se obtiene de la suma o resta de los modificadores, si esta S es mayor a 2.5 se considera que la estructura tiene una vulnerabilidad baja, si S se encuentra entre 2 y 2.5 se considera vulnerabilidad media y si en la suma total de S se obtiene menor a 2 la estructura es de carácter de vulnerabilidad alta.

Tabla 4 Modificadores de puntaje

PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S														
Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5	
Puntaje Básico	4.4	1.8	2.8	1.8	2.5	2.8	1.6	2.4	2.6	3	2	2.8	2	
ALTURA DE LA EDIFICACIÓN														
Baja altura (menor a 4 pisos)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.4	0.2	0.4	0.4	0.2	0.2	0.2	0.4	N/A	0.4	0.4	
Gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0.3	0.6	0.8	0.3	0.4	0.6	0.8	N/A	0.8	0.8	
IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACIÓN														
Irregularidad vertical	-2.5	-1	-1	-1.5	-1.5	-1	-1	-1	-1	-1.5	-1.5	-1	-1	
Irregularidad en planta	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	
CÓDIGO DE LA CONSTRUCCIÓN														
Pre-código (construido antes de 1977) o auto construcción	0	-0.2	-1	-1.2	-1.2	-1	-0.2	-0.8	-1	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2	
Construido en etapa de transición (entre 1977 y 2001)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Post código moderno (construido a partir de 2001)	1	N/A	2.8	1	1.4	2.4	1.4	1	1.4	1.4	1	1.6	1	
TIPO DE SUELO														
Tipo de suelo C	0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	
Tipo de suelo D	0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	
Tipo de suelo E	0	-0.8	-0.4	-1.2	-1.2	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8	

Fuente: Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras [14]

1.1.3.8.2 Métodos cuantitativos

Los análisis cuantitativos se basan en el comportamiento de una estructura en base a un enfoque interno y externo, siendo las más relevantes el peso propio de la estructura o los movimientos sísmicos que esta genera. Por lo cual se realiza una modelación matemática con los materiales y sistema estructural lo más cercano a la realidad.

En cuanto al análisis estructural se categoriza en lineal y no lineal. Así pues, cada uno se divide en estáticos y dinámicos. El análisis lineal estático y dinámico se enfocan en el rango elástico dando a conocer la ductilidad de los materiales. Mientras que el análisis no lineal estático y dinámico conoce el punto de fluencia de la estructura hasta alcanzar su colapso. [10]

1.1.3.8.2.1 *Análisis estático lineal (Estático equivalente)*

Para este tipo de análisis es fundamental el efecto del sismo que se representa por cargas laterales que son equivalentes al cortante basal, esta se transmite desde el nivel base y se obtiene en función del peso de la estructura y la aceleración del suelo. La normativa ecuatoriana de la construcción peligro sísmico diseño sismo resistente menciona que para el cálculo del cortante basal se utiliza la siguiente formula: [8]

$$V = \frac{I \cdot S_a \cdot (T_a)}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_E} W$$

V: Cortante basal de diseño

$S_a \cdot (T_a)$: Espectro de diseño en aceleración

$\phi_p \cdot \phi_E$: Coeficientes de configuración en planta y elevación

I: Coeficiente de importancia

R: Factor de reducción

W: Carga sísmica reactiva

T_a : Periodo de vibración

1.1.3.8.2.2 Análisis modal espectral

Este análisis es un proceso para definir la respuesta dinámica de la estructura en términos de frecuencia, amortiguamiento y modos de vibrar englobados dentro de un intervalo de frecuencias determinado. Conviene subrayar que cada estructura tiene cuales únicas como modos de vibrar, frecuencias naturales y su periodo basado en la masa y rigidez del elemento estructural a analizar. [10]

1.1.3.8.2.3 Análisis estático no lineal PUSHOVER

Por lo que se refiere a este método se basa en establecer el comportamiento de una estructura ante diferentes casos de sollicitación, con el fin de que la estructura cumpla con el objetivo de salvaguardar la vida de los ocupantes con la garantía del no colapso por parte de la estructura durante su vida útil.[16]

El proceso numérico de este método es aplicar una fuerza horizontal representando por una combinación de cargas ya definidas, de manera iterativa con el fin de alcanzar el colapso de la estructura. Este proceso es controlado por el desplazamiento del último piso y esta lleva relación con la fuerza cortante aplicada en el edificio.[17]

Al mismo tiempo el proceso se lo desarrolla con la supuesta respuesta de una estructura con varios grados de libertad MDOF y que esta pueda ser interpretada como un sistema equivalente de un solo grado de libertad SDOF. En el proceso por cada iteración se define un equilibrio estático con el objetivo de estimar la respuesta de la estructura a la que se coloca el incremento de carga lateral. Para cada iteración se registrará la formación de rótulas plásticas y el impacto sobre los elementos en la estructura. Al mismo tiempo se hace un control de la resistencia y se ajusta la matriz de rigidez con los valores modificados por el cambio en la fuerza lateral con la finalidad de obtener el desplazamiento objetivo.[3] Al mismo tiempo este se encuentra basado en conceptos como lo son la demanda que tiene relación con el movimiento del suelo a causa de un terremoto, en otra palabras se lo conoce como el espectro de respuesta del suelo y la capacidad que representa el comportamiento inelástico de la estructura, se puede representar gráficamente con la curva de capacidad que realiza una comparación entre el cortante basal y los desplazamientos

máximos. Con la finalidad de recopilar todos estos resultados para obtener el nivel del desempeño de esta estructura .[18]

Antes de conocer la demanda es necesario definir los espectros de respuesta en función del sitio de ubicación de la estructura, para esto es necesario un análisis de peligro sísmico determinista, en donde se tiene un historial de aceleraciones sismológicamente similares con las magnitudes de momentos sísmicos y deben ser escalonadas de manera en que la mediana de los registros se aproxime al rango del periodo esperado para posterior a ello analizarlo en la estructura, En casos donde no exista la probabilidad de obtener registros sísmicos se optara por un análisis de peligro sísmico probabilístico, en donde se utilizara el espectro de diseño basado en las normativas. [4]

La capacidad global de la estructura depende de los elementos estructurales de la estructura como vigas, columnas, muros entre otros. Si se desea conocer el comportamiento no lineal de estos elementos es necesario conocer las propiedades de los materiales con los que fueron elaborados dichos elementos. [4]

1.1.3.9 Nivel de desempeño estructural y rangos

La ATC-40 define diferentes estados independientes para los elementos estructurales y no estructurales. Los niveles del desempeño de una edificación es una mezcla entre el nivel de diseño estructural y no estructural. [19]

1.1.3.9.1 Nivel de desempeño para elementos estructurales

Para elementos estructurales son asignados por un numero n, que se denomina número de desempeño estructural y se lo identifica con las siglas SP-n (Structural Performance). [19]

SP-1. Ocupación Inmediata: Leve daño luego de un evento sísmico. No existe un cambio significativo con respecto a las capacidades y cualidades de los elementos resistentes a carga lateral y vertical, las fallas estructurales son mínimas por último edificación es segura tanto como en el ingreso, salida y ocupación. [19]

SP-2. Daño controlado: Se lo considera un intermediario entre ocupación inmediata y seguridad de vida. Para este nivel se trata de limitar el daño más allá del nivel de seguridad de vida, sin embargo, para la ocupación no hay problema. [19]

SP-3. Seguridad de vida: Para este nivel el daño en la estructura es significativo y tiende un indicio de colapso total o parcial de la estructura. Por otro lado, los componentes estructurales como vigas y columnas no se han desprendido, no obstante, representa una amenaza para sus ocupantes. Es importante esperar sus reparaciones para hacer uso de la estructura, sin embargo, las afectaciones y daños no siempre pueden ser económicamente tratables. [19]

SP-4. Estabilidad estructural: Se lo considera como un rango de daño post-sismo que se encuentre en seguridad de vida hasta estabilidad estructural. Las opciones de reforzamiento pueden que no cumpla con los requisitos estructurales del nivel de seguridad de vida. Para este caso el nivel de seguridad de vida completo no es eficaz, o cuando se mitigan ciertas deficiencias estructurales críticas. [19]

SP-5. Estabilidad estructural: En este punto la estructura esta pronta a recibir un colapso total o parcial. Debido a que esta presenta una afectación considerable (nivel alto), al mismo tiempo de una pérdida de rigidez y resistencia a cargas laterales, aunque los componentes resistentes a la carga gravitacional siguen cumpliendo sus funciones. A pesar de que el edificio cuenta con su estabilidad general, existe la probabilidad de caída de objetos tanto fuera y adentro del edificio hacia sus ocupantes, asimismo puede ocurrir un colapso tras una réplica de terremoto. El mantenimiento y reparación es sustancial para la reocupación de sus integrantes. [19]

SP-6. No considerado: No se lo considera un nivel de desempeño, sino un marcador de posición para situaciones en las que únicamente se requiera una evaluación o modificación sísmico no estructural. [19]

1.1.3.9.2 Niveles de desempeño no estructurales

En relación con esta sección también se les asigna un título que lo representa con una letra. Y esta letra se la conoce como rendimiento no estructural y se utiliza las siglas NP-n (Nonstructural Performance) donde n es la letra asignada. [19]

NP-A. Operacional: Para este nivel los elementos no estructurales están en servicio y permanecen funcionales después del sismo. [19]

NP-B. Ocupación inmediata: En cuanto a este nivel los elementos no estructurales están en su lugar. Existe la probabilidad de limitaciones en el funcionamiento de algunos equipos y maquinarias. Aunque el estado de seguridad sísmica no tiene afectación. [19]

NP-C. Seguridad de vida: Por otra parte, en este nivel hay un daño considerable en los componentes no estructurales, sin embargo, no existe colapso o caída de elementos de considerable peso que pueda ocasionar daños dentro y fuera del edificio. A su vez no deberían existir daños en tuberías de alta presión, tóxicas o de extinción de incendios. Los sistemas, equipos y maquinaria que no formen parte de la estructura pueden comprometerse y necesitar un reemplazo o su reparación. [19]

NP-D. Peligro o riesgo reducido: Por lo que se refiere a este estado existen daños severos en los sistemas y elementos no estructurales, no obstante, no llega al colapso o caída de elementos grandes y pesados que pueden generar daños importantes a grupos de personas tales como paredes, revestimientos, parapetos, techos pesados entre otros. [19]

NP-E. No considerado: Se enfoca en la evaluación de elementos no estructurales lo que no tienen un efecto sobre la respuesta estructural. [19]

1.1.3.10 Nivel de desempeño de la edificación

Detalla el desempeño global de la estructura. Asimismo, mezcla los niveles de desempeño tanto estructurales como no estructurales. Para la siguiente tabla se tiene la combinación de los desempeños mencionados en donde NR se lo considera como no recomendado. [19]

Tabla 5 Niveles de desempeño para las estructura

Niveles de Desempeño No Estructural	Niveles de Desempeño Estructural					
	SP-1 Ocupación Inmediata	SP-2 Control de daño	SP-3 Seguridad de Vida	SP-4 Seguridad Limitada	SP-5 Estabilidad Estructural	SP-6 No Considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Ocupación Inmediata	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad de Vida	1-C	2-C	3-C Seguridad de Vida	4-C	5-C	6-C
NP-D Peligro Reducido	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No Considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable

	Niveles de desempeño comúnmente utilizados
	Otras posibles combinaciones de SP-NP
	Combinaciones No Recomendadas de SP-NP

Fuente: ATC-40

1-A. Operacional: Tiene relación con la funcionalidad. Las afectaciones en los componentes estructurales están limitadas. Funcionan con normalidad los sistemas y elementos estructurales. Con respecto a las reparaciones estas no afectan ninguna función, el edificio se mantiene funcionando con normalidad y se garantiza la seguridad de sus ocupantes. [19]

1-B. Ocupación inmediata: Se lo utiliza más en las edificaciones esenciales. Los servicios primarios de está funcionan normal, sin embargo, los servicios secundarios presenten pequeñas interrupciones, pero de fácil y rápida reparación. En esta se mantiene la seguridad de los ocupantes. [19]

3-C. Seguridad de vida: La probabilidad de amenaza de vida para sus ocupantes es baja, puede que las afectaciones en los elementos estructurales sean limitadas y en los elementos no estructurales existan algunos fallos. Existe la probabilidad de fallos en servicios primarios tales como agua, electricidad, entre otros. Así como también en servicios secundarios como acabados, mampostería, entre otros. [19]

5-E. Estabilidad estructural: Se considera el punto más crítico, a razón que la estructural no cuenta con la resistencia necesaria a carga lateral al momento de un

sismo. El sistema de estabilidad estructural por carga vertical es demasiado débil. El riesgo por colapso es muy alto, en definitiva, la estructura no puede repararse. [19]

1.1.3.10.1 Niveles de desempeño VISION 2000

La propuesta de este comité es el uso de niveles de desempeño nivel daño que la edificación puede tener al alcanzar a cada nivel de desempeño, los límites para cada nivel se encuentran en relación con el desplazamiento elástico Δy y el desplazamiento inelástico Δp , referidos a la curva de capacidad de la estructura que se definirá después.[4]

Tabla 6 Nivel de desempeño de la edificación VISION 2000

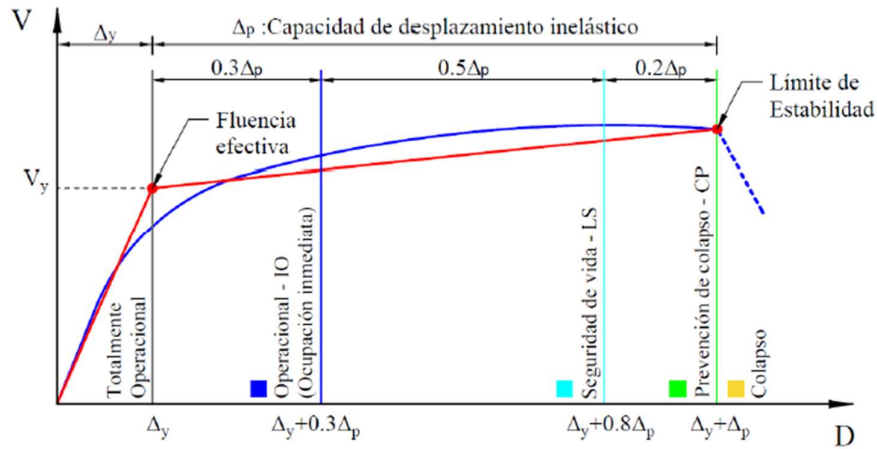
Nivel de desempeño	Descripcion de los daños	Estado de daño	Limite de desplazamiento del Sistema
Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Todas las instalaciones y servicios operan normalmente luego del sismo.	Despreciable	Δy
Operacional	Daños ligeros en elementos estructurales y en componentes no estructurales. Las instalaciones y servicios están operativos o podrían estar parcialmente interrumpidos, pero de fácil recuperación.	Leve	$\Delta y + 0.30\Delta p$
Resguardo de Vida	Daño estructural y no estructural moderado. La estructura aún conserva un margen de seguridad contra el colapso. El edificio podría repararse, aunque no siempre sea económicamente aconsejable	Moderado	$\Delta y + 0.60\Delta p$
Cerca al Colapso	Daño estructural severo. Falla de elementos no estructurales. La seguridad de los ocupantes se encuentra comprometida, las réplicas podrían ocasionar el colapso.	Extenso	$\Delta y + 0.80\Delta p$
Colapso	Colapso estructural. No es posible reparar la edificación	Completo	$\Delta y + 1.00\Delta p$

Fuente: VISION 2000

1.1.3.11 Sectorización de la curva de capacidad

Por lo que se refiere a la sectorización de niveles de desempeño, la tabla de VISION 2000 establece un nivel de desempeño en base a la curva de capacidad y se lo establece en base a la tabla 16.[19]

Tabla 7 Sectorización de la curva de capacidad



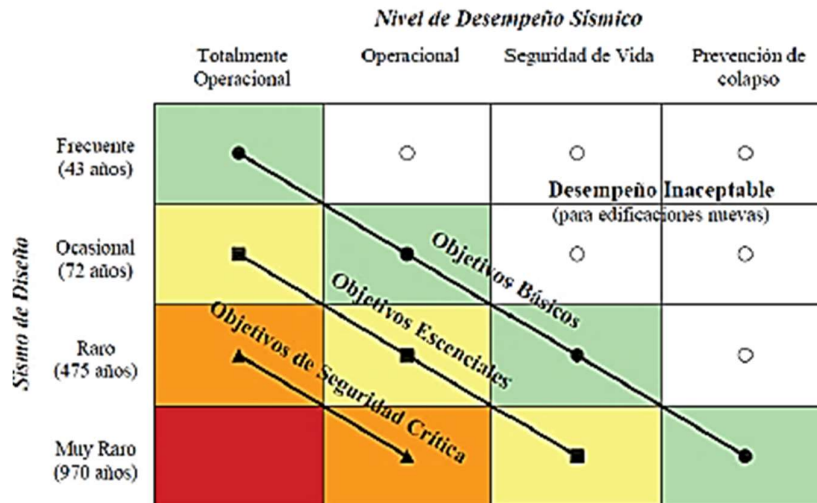
Fuente: VISION 2000

1.1.3.12 Finalidades del desempeño

1.1.3.12.1 Propuesta VISION 2000

En cuanto VISION 2000 esta propone objetivos variables mínimos de desempeño, en lo que se define como matriz de objetivos de diseño ya sea para todo tipo de estructuras clasificadas según sus implicancias en la seguridad de la población. [20]

Figura 2 Objetivos de desempeño sísmico recomendados



Fuente: VISION 2000

Objetivo básico (OB): Edificio habitacional y de oficinas: objetivo inaceptable

Objetivo esencial y peligroso (OEP): Edificios esenciales tales como (hospitales, estación de bomberos) e instalaciones peligrosas

Objetivo de seguridad crítica: Edificios con radiación ya sea por elementos tóxicos, explosivos, radiactivos, entre otros.

1.1.3.12.2 Propuesta ATC-40

En base a la tabla 8 se indica el objetivo de desempeño de Seguridad Básica para las edificaciones convencionales, con la finalidad de que la estructura alcance el desempeño de seguridad de vida 3-C para el sismo de diseño (DE), y para el sismo máximo (ME) el nivel de desempeño de estabilidad estructural. [19]

Tabla 8 Objetivos de seguridad básica para edificaciones convencionales

Nivel de amenaza sísmica	Nivel de desempeño de la estructura			
	Operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Estabilidad Estructural
Servicio (SE)	-	-	-	-
Diseño (DE)	-	-	✓	-
Máximo (ME)	-	-	-	✓

Fuente: ATC-40

1.1.3.12.3 Propuesta según el ASCE/SEI 41-13

La finalidad de este desempeño como base del diseño, establece, en gran medida, la economía y viabilidad de cualquier proyecto, y la ventaja que se obtiene relacionada a la seguridad mejorada, reducción del impacto a la propiedad e inhabilitación de sus funciones en futuros sismos. En la tabla 9 se indica el rango de los objetivos desempeño utilizados en esta norma para una edificación normal y a su vez de categoría de riesgo II. [19]

Tabla 9 Objetivos de desempeño

Nivel de amenaza sísmica	Niveles de desempeño del edificio objetivo			
	Operacional (1-A)	Ocupación Inmediata (1-B)	Seguridad de Vida (3-C)	Prevención de Colapso (5-D)
50%/50 años	a	b	c	d
BSE-1E (20%/50 años)	e	f	g	h
BSE-2E (5%/50 años)	i	j	k	l
BSE-2N (ASCE 7 MCE _R)	m	n	o	p
Notas: Cada celda en la matriz representa un Objetivo de Desempeño discreto				
Los Objetivos de Desempeño en la matriz pueden ser usados para representar 3 tipos de objetivos de desempeño, que pueden ser seleccionados para un edificio que es asignado a la Categoría de Riesgo I o II, de la siguiente forma:				
Objetivos de Desempeño Básico para edificios existentes (BPOE)	g & l			
Objetivos Mejorados	g & i, j, m, n, o, ó p l & e ó f g & l & a, ó b k, m, n, ó solamente o			
Objetivos Limitados	solamente g solamente l c, d, e, ó f			

Fuente: ASCE/SEI 41-13, 2014

En base a su categoría los objetivos son diferentes. Estas categorías son utilizadas para la facilidad de coordinación con las regulaciones y los códigos de construcción tales como el IBC (International Building Code), así como también el IEBC (International Existing Building Code). El objetivo de Desempeño Básico Equivalente a la nueva normativa (BPON) la cual únicamente se utiliza en la categoría de riesgo como se indica en la tabla 10, en donde el ASCE define las categorías de riesgo. [19]

Tabla 10 Objetivo Básico del Desempeño apegado a los nuevos estadares de construcción

Categoría de Riesgo	Nivel de Amenaza Sísmica	
	BSE-1N	BSE-2N
I & II	SP Seguridad de Vida NSP Retención de Posición (3-B)	SP Prevención de Colapso NSP Peligros reducidos (5-D)
III	SP Control de daño NSP Retención de Posición (2-B)	SP Seguridad Limitada NSP Peligros reducidos (4-D)
IV	SP Ocupación inmediata NSP Operacional (1-A)	SP Seguridad de Vida NSP Peligros reducidos (3-D)

Fuente: ASCE/SEI 41-13, 2014

1.1.3.13 Niveles de amenaza sísmica en base a la NEC15 peligro sísmico

En base a la normativa NEC15, los niveles de riesgo probabilista se los establece de la siguiente manera:

Tabla 11 Niveles de amenaza sísmica.

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de retorno T_r (años)	Tasa anual de excedencia (1/ T_r)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro (extremo)	2%	2 500	0.00040

Fuente: Peligros sísmico diseño sismorresistente, 2015 [8]

Para el trazado del espectro de respuesta horizontal se define dos trazos en el dominio de aceleraciones espectrales S_a vs el periodo estructural T , en la cual una respuesta vertical se puede tomar los dos tercios de las ordenadas espectrales en cada periodo del espectro para la respuesta horizontal.[4]

Asimismo, la NEC15, define un espectro general elástico de respuesta para el diseño de aceleraciones y estas se encuentran en función de la zona sísmica del Ecuador y el tipo de suelo en donde se construirá la edificación. [4]

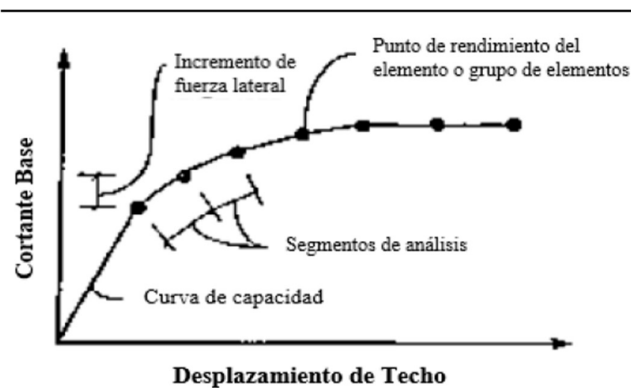
El espectro está en función de un amortiguamiento respecto al crítico del 5% y se establece por dos límites al periodo de vibración T_0 y T_c , que son indispensables para definir la ecuación de espectro de aceleraciones S_a , y su resolución se la define en la sección 3.3.1 de la NEC15 peligro sísmico. [8]

1.1.3.14 Curva de capacidad

La curva de capacidad se lo define como una representación gráfica de la curva de desplazamiento de fuerza global de la estructura. La curva se encuentra constituida con la suposición de que el modo fundamental de vibración es la respuesta predominante de la estructura en el caso de que los edificios cuenten con un periodo menor a 1 segundo. Para el caso en donde las estructuras sean flexibles y tengan el periodo mayor a 1 segundo se debe realizar un análisis los efectos para el modo más crítico.

La curva de capacidad se la puede obtener mediante el uso de programas de cálculos de modelamiento matemático como lo es Etabs, el cual aplica una fuerza horizontal incremental hasta que la edificación llegue a su estado limite. Asimismo esta se encuentra relacionada por un cortante incremental V y el desplazamiento como se lo indica en el figura 3.[21]

Figura 3 Curva de capacidad



Fuente: ATC-40, Applied Technology Council

1.1.3.15 Rótula plástica

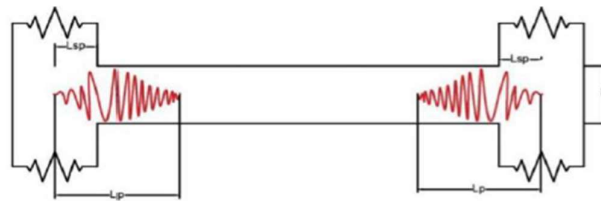
Las rótulas plásticas se las define como el punto con mayor momento a flexión producido por las sollicitaciones generadas ante un movimiento sísmicos en donde

esta tiende a no resistir, como consecuencia de esto genera la rotación. Por otra parte, es indispensable la asignación de rótulas plásticas para los elementos estructurales, con el objetivo de redistribuir los esfuerzos que han vencido al momento de agrietamiento a los elementos más próximos a las rótulas, con el objetivo de permitir a la estructura inmiscuirse para el rango no lineal. En base a Paula y Priestley 1992, la ecuación para la colocación de rótulas plásticas se la define de la siguiente manera. [3]

$$LP = 0.08 \cdot L + 0.002 \cdot db \cdot f_{yd}$$

En donde L: Es la luz libre del elemento, db es diámetro el menor de la armadura longitudinal y finalmente f_{yd} es el esfuerzo de fluencia.

Figura 4 Longitud de plastificación

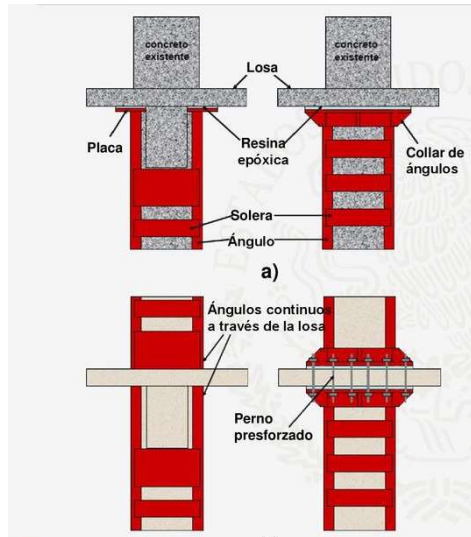


Fuente: Reyes, Estudio comparativo del modelo de rótulas plásticas, 2020

1.1.3.16 Refuerzo en columnas con perfiles laminados

Se lo utiliza para estructuras en las cuales sean necesarias incrementar o mejorar la resistencia estructural, así mismo se lo utiliza para estructuras inestables, cuando el elemento estructural presenta una corrosión o ha sido mal colocado. Para la colocación de ángulos es requerido mano de obra calificada. No obstante, este tipo de refuerzo presenta falencias con fuego y agentes del medio ambiente. [3]

Figura 5 Detalle de refuerzo con perfiles en columnas



Fuente: Donini, Análisis de patologías de las estructuras de hormigón armado, 2016

1.1.3.17 Encamisado de hormigón armado

Se lo suele utilizar en elementos estructurales tales como vigas y columnas de hormigón, ya que aporta con un incremento de su capacidad resistente. El procedimiento de este método aumentar la sección transversal del elemento, permitiendo aumentar la cuantía del acero con varillas longitudinales y estribos con el objetivo de evitar el pandeo en la estructura. Adicionalmente hay que tener en cuenta el uso de aditivos tales como resinas epóxicas para garantizar una adherencia entre el concreto viejo y nuevo del encamisado. Para el caso de columnas se sugiere el empleo de estribos abiertos por que es más práctico. [3]

Figura 6 Encamisado en columna de hormigón armado



Fuente: GARZÓN, 2009

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

Determinar el nivel de desempeño sísmico del edificio Ochoa Matriz mediante la utilización del análisis no lineal (Pushover)

1.2.2 Objetivos Específicos

- Desarrollar el levantamiento arquitectónico y estructural del edificio.
- Modelar la edificación para desarrollar el análisis lineal estático.
- Desarrollar el análisis no lineal estático de la edificación.

CAPITULO II



MATERIALES Y MÉTODOS


2.1 Materiales y equipos empleados

2.1.1 Materiales

- Materiales de oficina (Cuaderno, esfero, lápiz, calculadora)
- Material bibliográfico

Tabla 12 Equipos utilizados

Equipo utilizado	Descripción
<p>Martillo esclerométrico</p> 	<p>Marca: Shimidt</p> <p>Energía de impacto: Estándar</p> <p>Pantalla: Grafica</p> <p>Espesor mínimo del objeto de ensayo: 100mm y este requiere que este fijo en la estructura</p>
<p>Laptop Gamer</p> 	<p>Marca y modelo: Predator Helios 300</p> <p>Tarjeta de video: NVIDIA GEFORCE 1660ti</p> <p>Modelo de procesador: Core i7 9gen,</p> <p>Ram: 12 GB</p>
<p>Flexómetro</p> 	<p>Marca: Stannley</p> <p>Longitud: 5 metros</p> <p>Material: Cinta recubierta con Nylon</p>

<p style="text-align: center;">Celular</p> 	<p>Uso: Fotografías</p> <p>Marca y modelo: Samsung note 10 plus.</p> <p>Memoria: 256GB</p> <p>Cámara: 12.0 MP</p>
<p style="text-align: center;">Software especializado para el calculo</p> <p style="text-align: center;">Etabs v19</p> 	<p>Versión: Etabs 19.1</p> <p>Usos: Creación de modelos analistas, modelos físicos, plantas y elevaciones, diseño de estructuras, entre otros.</p>

Fuente: Autor

2.2 Métodos

2.2.1 Investigación experimental

El estudio con respecto al punto de desempeño en el Edificio del Laboratorio Clínico Ochoa—matriz, no cuenta con una investigación respecto al tema, adicionalmente es una estructura que se construyó en el año 2011 antes de la aparición de la normativa NEC 15, a razón de esto se lo categoriza como una investigación a nivel experimental.

2.2.2 Investigación aplicada

Se lo define de carácter aplicada a razón que los resultados obtenidos tales como el punto de desempeño con las normativas de construcción actualizadas, asimismo utilizando la metodología de evaluación sísmica FEMA 440, se establecerá las patologías estructurales y posibles fallas que requieran un reforzamiento de la estructural para una correcta estabilización al cambio de uso.

2.2.3 Plan de recolección de datos

Con el objetivo de recolectar la información arquitectónica y estructural necesaria para el cumplimiento de los objetivos establecidos se detallare la metodología necesaria para la recolección de datos:

- Recolectar información referente a los planos arquitectónicos y estructurales del Edificio del Laboratorio Clínico Ochoa-Matriz.
- Efectuar una visita de campo para verificar las dimensiones de los elementos estructurales en base a los planos estructurales.
- Ejecutar el ensayo esclerométrico en vigas y columnas para conocer la resistencia del hormigón.
- Realizar un análisis de la estructura para identificar posibles irregularidades en planta y elevación.

2.2.4 Plan de procesamiento y análisis de información

Por lo que se refiere a la evaluación del desempeño de la edificación se utilizara las normativas: NEC15, FEMA P-154, FEMA 440 y ASCE/SEI 41-13. Asimismo, el trabajo experimental se lo realizara en base a software de cálculo

- Desarrollar los cuestionarios de la FEMA P-154 de nivel 1 y 2. Así como también el de evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica referente a la NEC15.
- Definir el grado de vulnerabilidad de la estructura de forma cualitativa, siguiendo las directrices de FEMA P1-54 y NEC15.
- Realizar un modelo matemático para cálculo en base a las características de obra y planos arquitectónicos.
- Definir el espectro de respuesta, adicionalmente los patrones de carga en base a la normativa NEC 15.
- Evaluar el análisis estático lineal y modal espectral en el software especial para cálculo.
- Verificar la normativa NEC 15 en base a los resultados obtenidos en caso de no cumplirlos establecer un reforzamiento de la estructura.
- Establecer el reforzamiento de ser requerido

- Realizar un análisis estático no línea (Pushover) en el software especial para cálculo.
- Definir la curva de capacidad de la edificación en base al Pushover, además del espectro de capacidad de la edificación con ayuda del software especial para cálculo.
- Establecer el punto de desempeño sísmico con los resultados obtenidos.

2.2.5 Recolección de datos

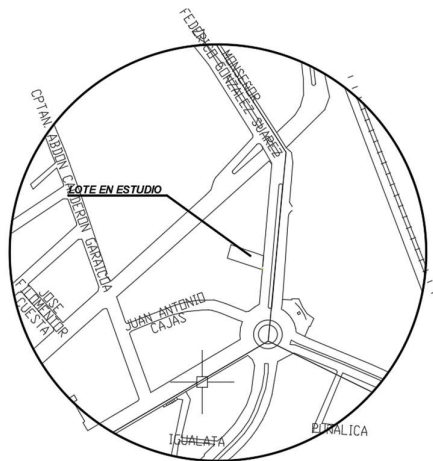
2.2.5.1 Planos arquitectónicos y estructurales

Los planos arquitectónicos y estructurales se encuentran en la sección de anexos 5.3. con todo lo correspondiente a detalles de plantas, columnas, cortes, entre otros detalles estructurales y arquitectónicos.

2.2.5.2 Ubicación

La estructura se encuentra ubicada al frente del parque de la laguna entre la calle González Suarez.

Figura 7 Ubicación del edificio



Fuente: Arq. Luis Mejía, 2011

2.2.5.3 Descripción de la edificación

El edificio del Laboratorio Clínico Ochoa-Matriz, cuenta con un área bruta de construcción 1261.65 m², cuenta con dos subsuelos, cuenta con 4 pisos y un tapagradas, al mismo tiempo su sistema estructural está conformado por pórticos

especiales sismorresistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas el año de construcción de la edificación fue en el 2011.

Figura 8 Edificio del Laboratorio Clinico Ochoa-Matriz



Fuente: Autor

En referencia a la ocupación del edificio inicialmente estaba planeado como departamentos, sin embargo, su uso actual es de Laboratorio Clínico, asimismo la losa inaccesible es actualmente accesible y se agregó adicionalmente un tapagradas.

2.2.5.4 Microzonificación en base a estudios geotécnicos

Para la clasificación del tipo de suelo en la edificación se recolecto diferentes estudios realizados en el parque la laguna que queda frontal a la edificación a estudiar, en base a ensayos tales como el de refracción sísmica y SPT.

La asignación que se da en la investigación de la microzonificación establece al parque de la laguna como el punto P02. [2]

2.2.5.4.1 Ensayos geotécnicos recolectados

2.2.5.4.1.1 La Merced parque de la laguna

Ubicado al norte de la ciudad de Ambato (al lado del antiguo terminal), para la obtención del periodo de vibración en el estudio geotécnico recolectado se utilizó el Método de Nakamura el cual se requiere que el lugar de estudio sea lo más tranquilo posible. Este ensayo nos menciona que se lo realizo en la sección de juegos infantiles

en donde se estableció los espectros de Fourier que nos ayuda en la obtención de f_{peak} , A_{peak} y el periodo de vibración del suelo. Los datos obtenidos indican que la mayor parte de suelos en Ambato cuentan con un periodo menor a 0.27 segundos y 0.45 segundos con un periodo mayor. [2]

Tabla 13 Valores f_{peak} y A_{peak} y periodos para suelos de Ambato

Código	Lugar	UTM	f_{peak} (Hz)	A_{peak}	T (s)	Observación
P01	La península, cerca estadio	765498,9864640	2.674	2.057	0.37	Suelo compacto
P02 A	Parque La Laguna	765004,9863346	5.088	3.86	0.20	Alta compacidad
P03 A	Estadio La Floreana	763236,9861877	7.046	2.351	0.14	Suelo Rocoso
P03 B	Estadio La Floreana	763211,9861911	7.591	2.577	0.13	Suelo Rocoso
P04	Cochabamba y Asunción	766715,9862459	8.811	2.675	0.11	Suelo Rocoso
P05 A	Parroquia C. Monje	764148,9860207	4.676	2.2930	0.21	Alta compacidad
P06 B	San Vicente de Pishilita	767460,9860663	3.882	2.073	0.26	Alta compacidad
P07 A	Huachi Chico	763175,9858169	5.23	2.126	0.19	Alta compacidad
P07 B	Huachi Chico	763194,9858165	3.74	2.128	0.27	Alta compacidad
P08 A	Estadio La Joya	765341,9858442	4.029	2.007	0.25	Alta compacidad
P08B	Estadio La Joya	765276,9858458	3.882	2.124	0.26	Alta compacidad
P09 A	Parque Pasochoa	766977,9859238	2.391	2.989	0.42	Suelo Compacto
P09 B	Parque Pasochoa	766981,9859218	2.220	2.714	0.45	Suelo Compacto
Sitios relleno						
Código	Lugar	UTM	f_{peak} (Hz)	A_{peak}	T (s)	Observación
P01B	La Península Estadio San Luis	765429,9864603	1.053	2,57	0.95	Relleno
P04B	La Península Estadio Liga Barrial	766151,9862225	1.7	2,894	0.59	Relleno

Fuente: R. Aguiar, 2022. [2]

2.2.5.4.1.2 Velocidad de onda de corte P02 La Merced Parque la Laguna

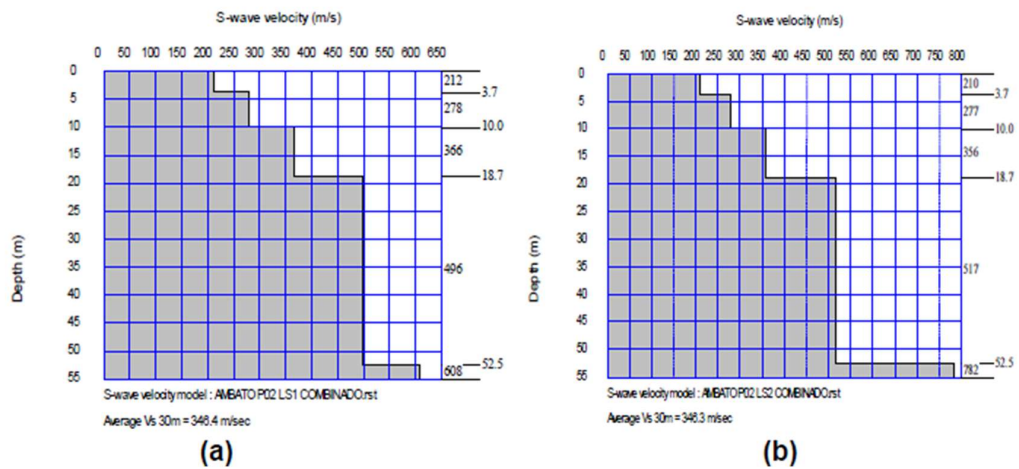
Con relación a la tabla 14 se indica los resultados obtenidos en el estudio recolectado de las dos ondas sísmicas con sus respectivas coordenadas. Igualmente, con la figura 9 se puede interpretar que en las dos líneas sísmicas del sector del Parque la Laguna cuentan con una velocidad de onda de corte a 55m, en (a) 608m/s y en (b) 782m/s en función de esto se estima una velocidad de $V_s=800\text{m/s}$ se obtiene alrededor de los 60m de profundidad. [2]

Tabla 14 Coordenadas de las dos líneas sísmicas en P02- Merced Parque la Laguna.

Sitio	Línea Sísmica	Geófono	Coordenada SUR	Coordenada ESTE
P02 La Merced Parque La Laguna	LS1	G1	9863359	765039
		G12	9863405	765003
	LS2	G1	9863346	765004
		G12	9863401	755017

Fuente: Pila, 2018 [22]

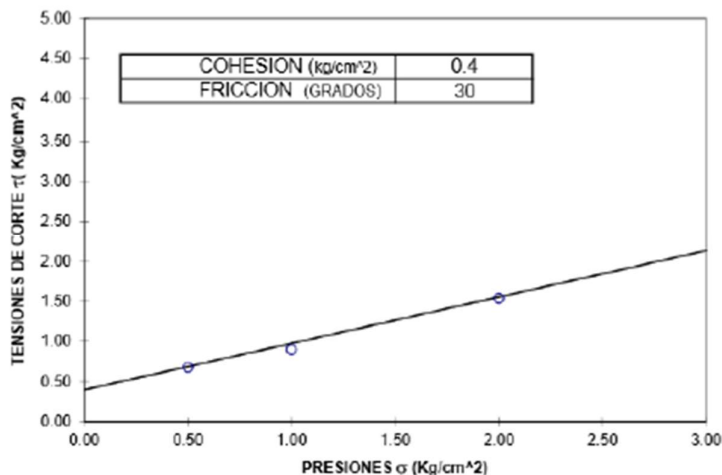
Figura 9 Resultados de la velocidad de onda de corte en P02 Merced Parque La Laguna.



Fuente: Pila, 2018 [22]

De igual importancia se toma los valores de τ (0.68, 0.90 y 1.54) con los valores de σ (0.5, 1.0 y 2.0) de la figura 10 para realizar el ajuste de una recta donde se encuentra la cohesión c y el ángulo de fricción interna ϕ .

Figura 10 Cohesión y ángulo de fricción interna perteneciente a la muestra P02.



Fuente: R. Aguiar, 2022. [2]

Para la relación entre el esfuerzo de corte τ con la cohesión y ángulo de fricción se obtiene de la ecuación de Coulomb.

$$\tau = c + \sigma_n * \text{tg } \phi$$

El esfuerzo normal (σ_n) que es la variable no definida a razón de la acción de una carga vertical. En la tabla 15 se indicará los resultados de clasificación del suelo en sitio. [2]

Tabla 15 Clasificación de suelos SUCS en sitio P02.

SONDEO	PROF. (m)	W%	LL%	LP%	IP%	GRAVA (%)	ARENA (%)	FINO (%)	SUCS	CORTE DIRECTO		TRIAXIAL UU		
										COHESIÓN (kPa)	FRICCIÓN (°)	COHESIÓN (kPa)	FRICCIÓN (°)	
P-02	1,00 - 1,45	9,7	NP	NP	NP	20	41	39	SM					
	3,00 - 3,45	7,4	NP	NP	NP	22	47	31	SM					
	6,00 - 6,45	3,8	NP	NP	NP	0	43	57	ML					
	8,00 - 8,45	4,8	NP	NP	NP	0	72	28	ML					
	10,00-10,45	7,4	NP	NP	NP	0	52	48	ML					
	12,00-12,45	7,9	NP	NP	NP	1	44	55	ML					
	13,00-13,45	7,8	NP	NP	NP	1	42	57	ML					
	13,45-13,60										39,23	30,00		
	14,00-14,45	7,7	NP	NP	NP	3	40	57	ML					
	24,00-24,45	25,8	NP	NP	NP	0	85	15	SM					
28,00-28,45	30,3	NP	NP	NP	0	70	30	SM						

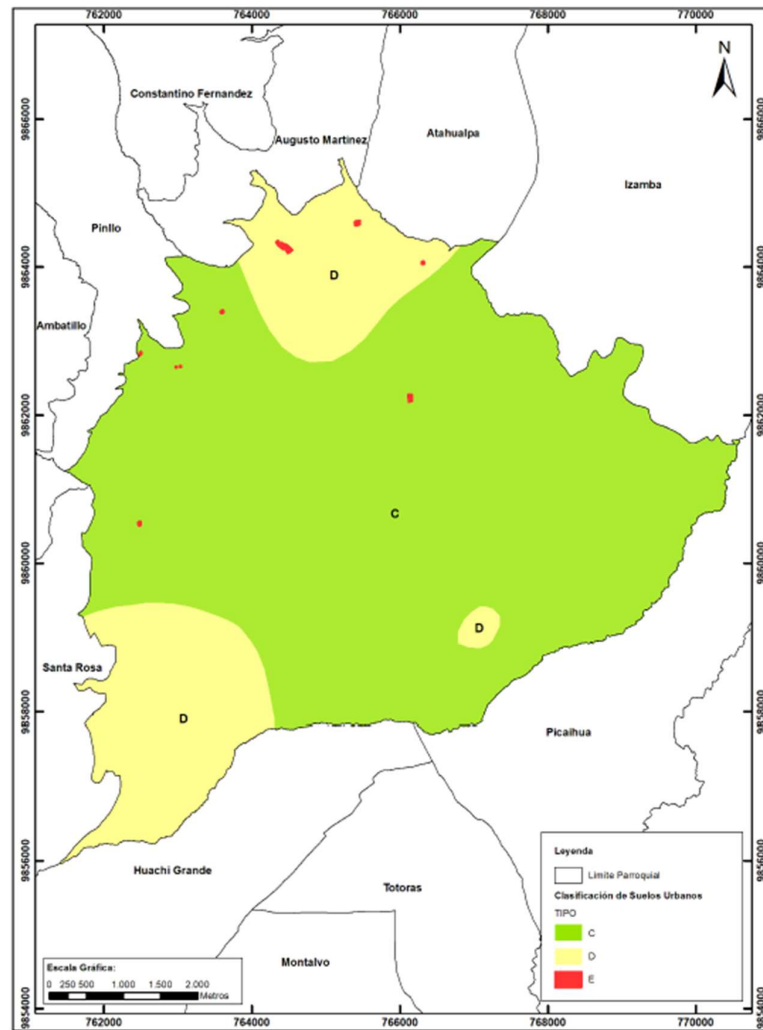
Fuente: R. Aguiar, 2022. [2]

Tabla 16 Valores de N_{60} , V_{s30} y cota a nivel del mar.

Sitio	N_{60}	V_{s30}		COTA (csnm)
		LS1	LS2	
P01	41.23	336.8	339.5	2608
P02	27.48	346.4	346.3	2562
P03	45.25	458.1	429.8	2626
P04	59.03	432.9	424.1	2517
P05	54.47	378.2	369.4	2702
P06	53.32	413.9	432.1	2628
P07	39.37	314.6	310.5	2763
P08	45.16	389.7	403.7	2727
P09	70.18	373.8	362.5	2691

Fuente: R. Aguiar, 2022. [2]

Figura 11 Clasificación de suelos en la ciudad de Ambato.



Fuente: R. Aguiar, 2022. [2]

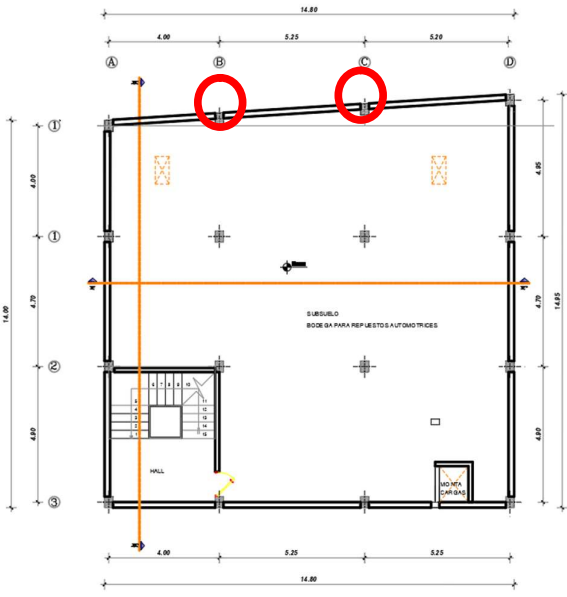
2.2.6 Resistencia del hormigón y acero

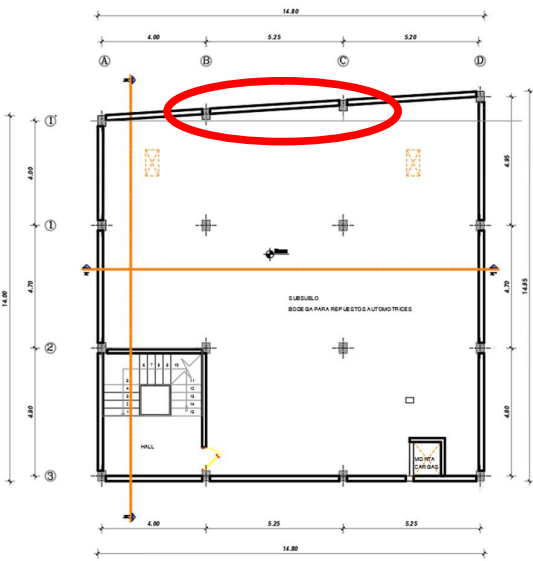
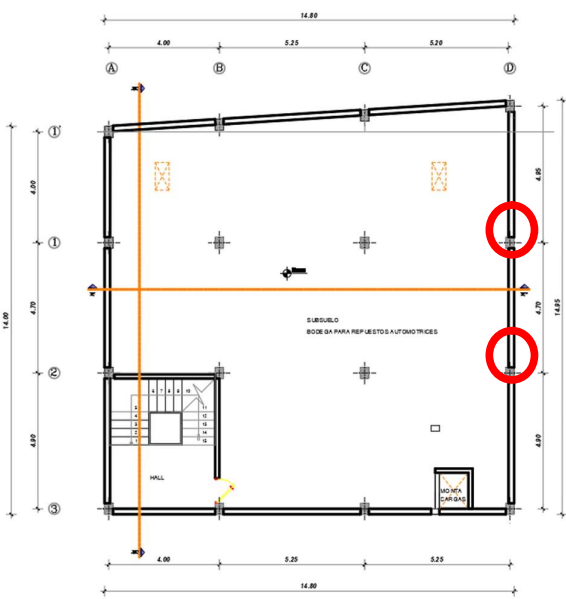
2.2.6.1 Ensayo esclerométrico

Para conocer la resistencia del hormigón en vigas y columnas se desarrolló el ensayo esclerométrico y este se lo realizó en base a la norma ASTM C805, este método tiene como objetivo determinar la uniformidad del concreto y detectar zonas vulnerables en donde existe baja calidad del concreto, asimismo se usa para la resistencia de este en sitio. [23]

Por lo que se refiere a los puntos en donde se realizaron los ensayos se los detalla de la siguiente manera.

Tabla 17 Ubicación de elementos estructurales de donde se tomaron las muestras

Planta-Elevación	Descripción
 <p data-bbox="600 1528 730 1564">Nivel -5.40</p>	<p data-bbox="1003 898 1377 1134">Con respecto a la planta del subsuelo N -5.40m al nivel -2.70m se tomó en referencia la columna 1'-B Y 1'-C que cuenta con una sección de 40x40cm.</p>

 <p style="text-align: center;">Nivel -2.70</p>	<p>Así también se tomó en cuenta la viga del eje 1', sección B-C que cuenta con una sección de 30x35 m.</p>
 <p style="text-align: center;">Nivel +10.80</p>	<p>Por la inaccesibilidad de los niveles se decidió tomar muestras del nivel +10.80m en las columnas D-1 Y D-2.</p>

Fuente: Autor

Para el ensayo que se realizó en el subsuelo y terraza tanto en vigas y columnas, se obtuvieron diferentes resultados debido a la calibración del equipo por ende se

tomaron el conjunto de valores que se encuentran en un rango similar y de esa manera sacar un promedio y determinar la resistencia del hormigón.

Tabla 18 Resistencia a la compresion de los elementos estructurales mediante el ensayo esclerometrico

Nivel- 5.40 y Nivel -2.70			
Golpe N°	Índice de rebote (Q)		
	Col. 1'-B	Col. 1'-C	Vig. B-C
1	37	33	39
2	43.5	44	39
3	45.5	34	47
4	44	40	41
5	42.5	47	40
6	45	40	38.5
7	42.5	34.5	39.5
8	43	35	40
9	43.5	40	43.5
10	39	40.5	39
Promedio	42.55	38.8	40.65
f'c (kg/cm2)	235	214	225

Fuente: Autor

Tabla 19 Resistencia a la compresion de los elementos estructurales mediante el ensayo esclerometrico.

Nivel +10.80		
Golpe N°	Índice de rebote (Q)	
	Col. 1-D	Col. 2-C
1	36.5	33
2	37.5	44
3	39	34
4	44	40
5	42.5	47
6	38.5	40
7	42.5	34.5
8	43	35
9	34	40
10	39	40.5
Promedio	39.65	38.8
f'c (kg/cm2)	219	214

Fuente: Autor

Una vez que se obtenga los valores de resistencia a la compresión $f'c$ de los elementos estructurales es necesario sacar la media aritmética

$$f'_{\bar{c}} = \frac{235 + 214 + 225 + 219 + 214}{5}$$

$$f'_{\bar{c}} = 221 \text{ kg/cm}^2$$

El valor de la resistencia a la compresión del hormigón que se empleará para el cálculo estructural será de 210 kg/cm² a pesar de que en el cálculo se obtuvo un valor cercano, con el objetivo de utilizar el mismo valor de la resistencia del concreto que se especifica en los planos.

Figura 12 Ensayo esclerométrico con la norma ASTM C805



Fuente: Autor

En la figura 12 se indica la ejecución del ensayo esclerométrico en la columna 1'-B en el subsuelo N-5.40.

2.2.6.2 Resistencia del acero de refuerzo

En base a la observación de los elementos estructurales tales como columnas y vigas en el último piso, se define la utilización de acero corrugado; es decir que se trabajara con un límite de fluencia $f_y=4200\text{kg/cm}^2$

2.2.7 Cargas y combinaciones de carga

2.2.7.1 Combinaciones de carga

La norma NEC 2015 nos menciona que todo tipo de estructura y cimentación, deberán ser diseñadas de tal forma que la resistencia de diseño iguale los efectos de cargas incrementales. Adicionalmente, resalta que los efectos más desfavorables como el viento y sismo no requieren ser considerados simultáneamente.[24]

Las combinaciones de carga que nos presenta la NEC para el diseño de proyectos son:

- $U=1.4D$
- $U=1.2D+1.6L+0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
- $U=1.2D+1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)+(1.0L \text{ ó } 0.5W)$
- $U=1.2D+1.0W+1.0L+0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
- $U=1.2D+1.0E+1.0L+0.2S$
- $U=0.9D+1.0W$
- $U=0.9D+1.0E$

Las variables presentadas en las combinaciones de carga anteriores representan:

- D: Carga Muerta
- L: Carga Viva
- L_r : Carga Viva de techo
- S: Carga de Nieve (Granizo)
- R: Carga por Lluvia
- W: Carga de Viento
- E: Carga por Sismo

Códigos y norma utilizados para cálculos previos

- Código ACI 318-14
- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015

2.2.8 Datos de entrada del modelo

2.2.8.1 Predimensionamiento de los elementos estructurales

2.2.8.1.1 Predimensionamiento de vigas

Para el Predimensionamiento se tomará las luces más críticas del tablero para la verificación de vigas y columnas las cuales son:

$L_1= 5.25\text{m}$; $L_2=5.20\text{m}$; $L_3=4.90\text{m}$; $L_4=4.70\text{m}$

Tabla 20 Chequeo de vigas

Datos arq			Cálculo Vigas			ARMADURA A CORTE		
L1	5.25	m	Cm	0.58	tn/m2	Mpr	14.03	tn-m
L2	5.20	m	Cv	0.26	tn/m2	Vu giro	2.89	tn
L3	4.90	m	Cu	1.11	tn/m2	Vu grav	7.54	tn
L4	4.70	m	Me	15.69	tn-m	Vu total	10.43	tn
Cm1	0.58	tn/m2	Md	8.67	tn-m	Vs	11.27	tn
Cv1	0.29	tn/m2	b	35	cm	φ	10	mm
Pisos	6	u	h	32.82	cm	As est	0.79	cm2
Cm2	0.58	tn/m2	h def	40	cm	sep	20.90	cm
Cv2	0.07	tn/m2	d	35.70	cm	sep max	6	cm
Pisos	1	u	As min	4.17	cm2	z prot	80	cm
b col	0.40	m	φ	16	mm	num estr	14	u
fc	210	kg/cm2	As fj	2.01	cm2			
fy	4200	kg/cm2	num	3	u			
rec	2.50	cm	As (-)	7.29	cm2			
pb	2.14%		num ad	2	u			
he	3.04	m	As (-) tot	8.29	cm2			
			cuant	0.72%				
			sep	5.00	OK			
			sep min	2.50	cm			
			As (+)	3	u			
			a	6.76	cm			
			Mr	11.26	tn-m			
				OK				

Fuente: Autor

2.2.8.1.2 Diseño de columnas

Tabla 21 Predimensionamiento de columna – cargas gravitacionales

Columnas		
Cm1	0.58	tn/m2
Cv1	0.29	tn/m2
Pisos	6	u
Cm2	0.58	tn/m2
Cv2	0.07	tn/m2
Pisos	1	u
At	25.08	m2
Pu	194.82	tn
Ag	2553.36	cm2

Datos columna		
ancho	40	cm
prof	40	cm
var a	3	u
var p	3	u
fi long	16	mm
fi esq	16	mm
fi est	10	mm
rec	2.50	cm
Cálculos		
Num	8	u
bc	34	cm
pc	34	cm
Ag real	1600	cm2
As long	2.01	cm2
As esq	2.01	cm2
As tot	16.08	cm2
cuant	1.01%	OK
sep a	6.90	OK
sep p	6.90	OK
Confinamiento		
Lo	45	cm
sep máx	10	cm
Ash	1.96	cm2
As estr	0.79	cm2
Vinchas	4	u

Fuente: Autor

2.2.8.1.3 Materiales

Las secciones y elementos estructurales utilizados en el programa se encuentran en la sección de anexos 5.2.

2.2.8.1.4 ACCIONES CONSIDERADAS EN LA ESTRUCTURA

Las cargas consideradas en el cálculo será la carga muerta que es el peso propio de la estructura, el adicional de carga muerta (ACM) que será la carga de acabados, enlucidos, masillados, entre otros. Así mismo, se tomará en cuenta la carga muerta de paredes sobre la viga. Adicionalmente las cargas vivas en base a la NEC que para este caso será de 260 kg/m2 en Laboratorios, 100 kg/m2 en losas accesibles y 70 kg/m2. Hay que tomar en cuenta que el programa toma en cuenta cargas muertas tales como los nervios y losetas, las cargas muertas que no toma en consideración son los alivianamientos, masillados, enlucidos y la cerámica que juntos generan un adicional de carga muerta de 203 kg/m2. Para el cálculo de las paredes se tomará un peso específico de 1600 kg/m3 con un ancho de 15cm y una altura de pared completa

de 2.35m que multiplicados tendremos un peso total de 565 kg/m sobre las vigas. Adicionalmente para los antepechos se tomará en cuenta la altura de 1m generando un peso total de 216 kg/m sobre las vigas.

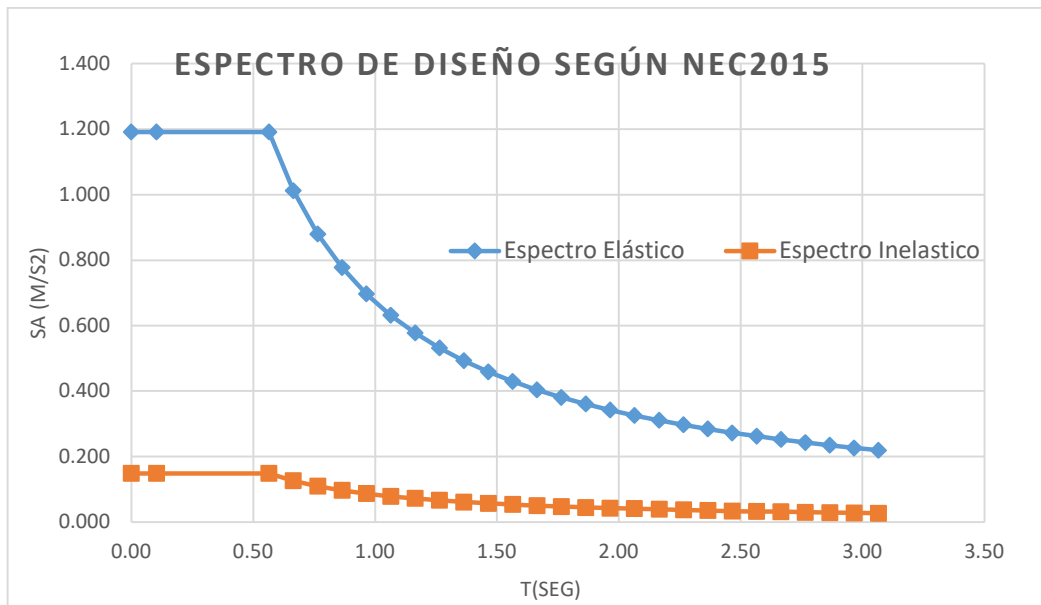
Tabla 22 Cálculo carga de sismo

CALCULO CARGA DE SISMO (S)			
Parámetro	Valor	Observó.	Referencia
Altura Total del Edificio (Hn)=	18.9	m	Planos Arquitectónicos
Coefficiente Ct =	0.055		Sec. 6.3.3.a
Coefficiente para Calculo de Periodo(α)	0.9		Sec. 6.3.3.a
Periodo Natural de Vibración Método 1 (T1)=	0.77	seg	Sec. 6.3.3.a
Periodo Natural de Vibración Max Método 2 (T2 máx.) =	1.01	seg	Sec. 6.3.3.a
Factor de Importancia (I)=	1		Tabla 6, Sec.4.1
Factor de Reducción de Respuesta (R)=	8		Tabla 16 /18,Sec.6.3.4
Relación de amplificación espectral (η)=	2.48		Sec.3.3.1
Zona Sísmica =	V	Alta	Fig. 1, Sec.3.1.1
Factor de Zona(Z)=	0.4		Tabla 1, Sec.3.1.1
Tipo de Suelo =	D		Tabla 2, Sec.3.2.1
Factor de Sitio (Fa)=	1.20		Tabla 3, Sec.3.2.2.a
Factor de Sitio (Fd)=	1.19		Tabla 4, Sec.3.2.2.a
Factor de Comportamiento Inelástico del Suelo (Fs)=	1.28		Tabla 5, Sec.3.2.2.a
Periodo Tc =	0.70		Sec.3.3.1
Factor en el Espectro para Diseño Elástico (r)=	1.00		Sec.3.3.1
Periodo Natural de Vibración Modelo Numérico (T)=	0.77		Modelo Numérico
Aceleración Espectral (Sa)=	1.07		Sec.3.3.1
Factor de Irregularidad en Planta (Op)=	1		Tabla 13, Sec.5.2.3
Factor de Irregularidad en Elevación (Oe)=	1		Tabla 14, Sec.5.2.3

Coefficiente corte basal para Sismo=	0.134	%	Sec. 6.3.2
Coefficiente K	1.25		
Periodo T₀ =	0.13		Sec.3.3.1
Periodo T_e =	0.70		Sec.3.3.1
Corte en la base análisis estático X - Y	89.98	tonf	Datos obtenidos del análisis
Corte en la base análisis dinámico X	72.13	tonf	Datos obtenidos del análisis
Corte en la base análisis dinámico Y	72.32	tonf	Datos obtenidos del análisis
Factor de corrección para alcanzar 80% del corte estático X	1.00		
Factor de corrección para alcanzar 80% del corte estático Y	1.00		
Derivas elásticas	0.00333		

Fuente: Autor

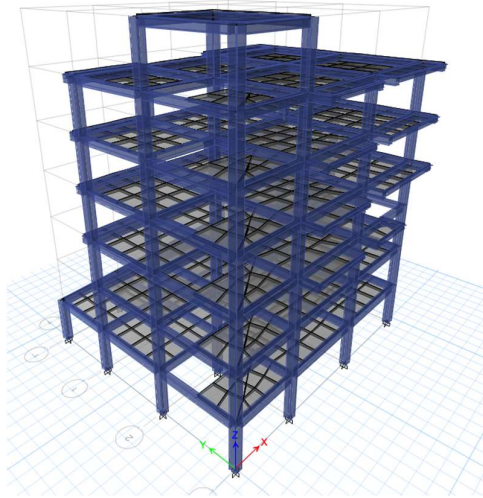
Tabla 23 Espectro de diseño según la NEC 2015



Fuente: Autor

2.2.8.1.5 Vista de modelo matemático

Figura 13 Modelo matemático de la estructura



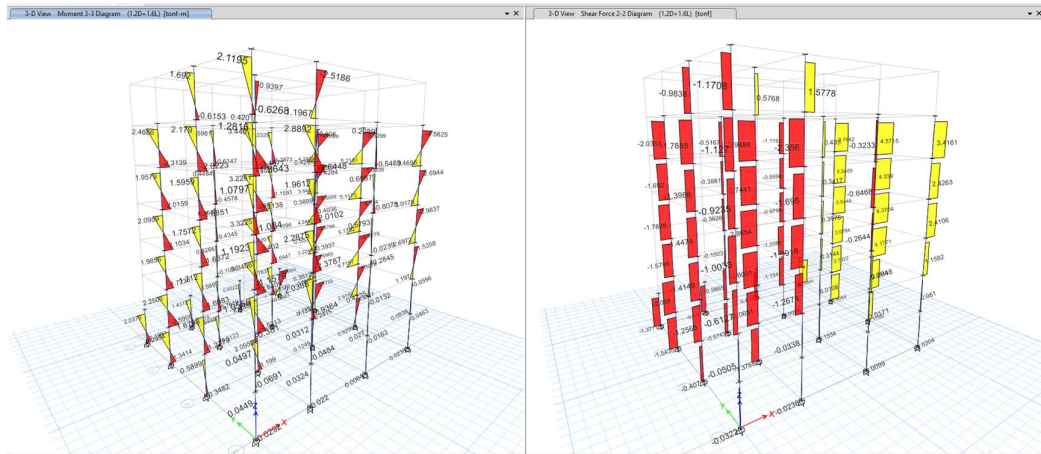
Fuente: Autor

2.2.8.1.6 Diagramas de momentos, cortes y fuerzas axiales de columnas

Diagramas de momento sentido x

Diagramas de corte sentido x

Figura 14 Columnas resultados (Ton-m)



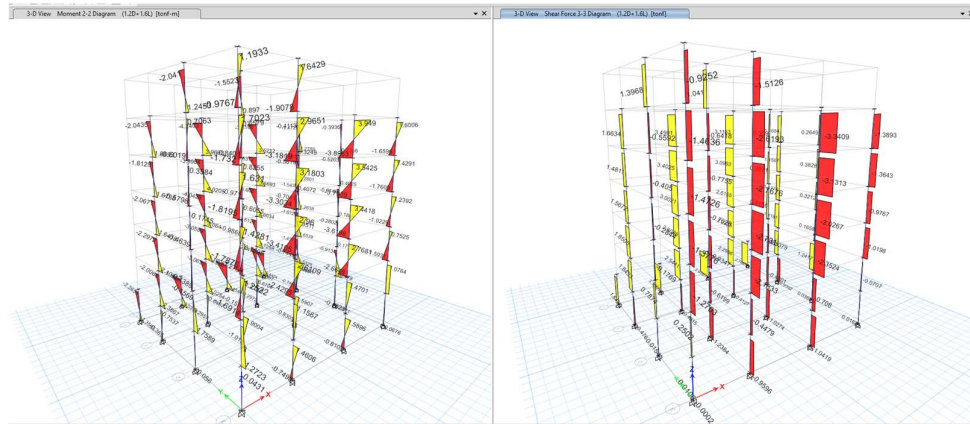
Fuente: Autor

Con respecto a los resultados en el programa de cálculo, el mayor de los momentos en x con la combinación de carga 1.2D+1.6L es de 3.48 ton-m en la columna del eje 2-B y de corte en x de 4.57 ton-m en la columna del eje 3-D.

Diagramas de momento sentido y

Diagramas de corte sentido y

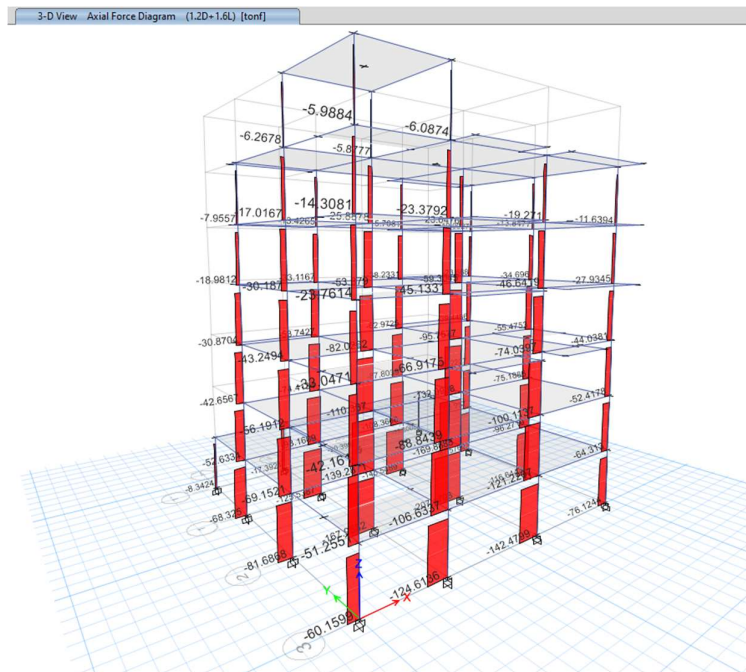
Figura 15 Columnas resultados



Fuente: Autor

Con respecto a los resultados en el programa de cálculo, se obtuvo que el mayor de los momentos en Y con la combinación de 1.2D+1.6L es de -4.24 ton-m en la columna del eje 1-B y de corte en y de 3.50 ton-m en la columna del eje 1'-B.

Figura 16 Fuerzas axiales



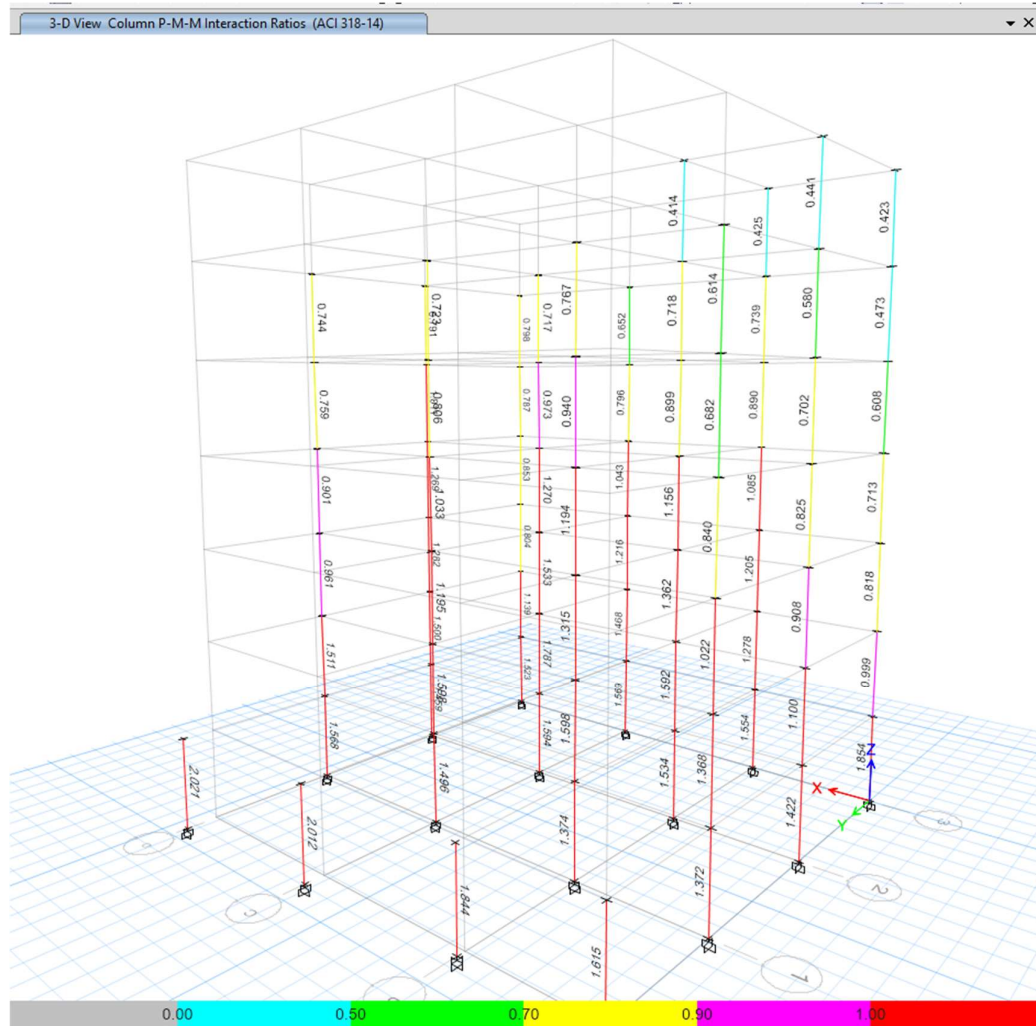
Fuente: Autor

Con respecto a los resultados de fuerzas axiales, con la combinación 1.2D+1.6L la fuerza más crítica es de 207.47 ton.

2.2.8.1.7 Chequeo de interacción de columnas sección de hormigón

- **Combinación de cargas estáticas**

Figura 17 Comportamiento de la estructura con la combinación de cargas estáticas



Fuente: Autor

En base a los resultados obtenidos en el software, la columna del eje 1'C tiende a tener una capacidad de 2.01 es decir que el elemento columna está trabajando más del 200% de capacidad.

Tabla 24 Datos para la creación del diagrama de interacción tn-m

	A 0 GRADOS				A 90 GRADOS			
	SECCION BRUTA		SECCION CON FACTOR DE REDUCCION		SECCION BRUTA		SECCION CON FACTOR DE REDUCCION	
	Pn	Mn	ϕPn	ϕMn	Pn	Mn	ϕPn	ϕMn
1	280.24	0.00	182.15	0.00	280.24	0.00	182.15	0.00
2	280.24	8.55	182.15	5.56	280.24	-8.55	182.15	-5.56
3	258.49	13.46	168.02	8.75	258.49	-13.46	168.02	-8.75
4	218.96	17.21	142.33	11.19	218.96	-17.21	142.33	-11.19
5	176.25	19.94	114.56	12.96	176.25	-19.94	114.56	-12.96
6	128.74	21.92	83.68	14.25	128.74	-21.92	83.68	-14.25
7	97.23	20.94	73.66	15.87	97.23	-20.94	73.66	-15.87
8	60.93	18.90	54.83	17.01	60.93	-18.90	54.83	-17.01
9	26.24	15.09	23.61	13.58	26.24	-15.09	23.61	-13.58
10	-17.12	8.56	-15.41	7.71	-17.12	-8.56	-15.41	-7.71
11	-67.57	0.00	-60.81	0.00	-67.57	0.00	-60.81	0.00

Fuente: Autor

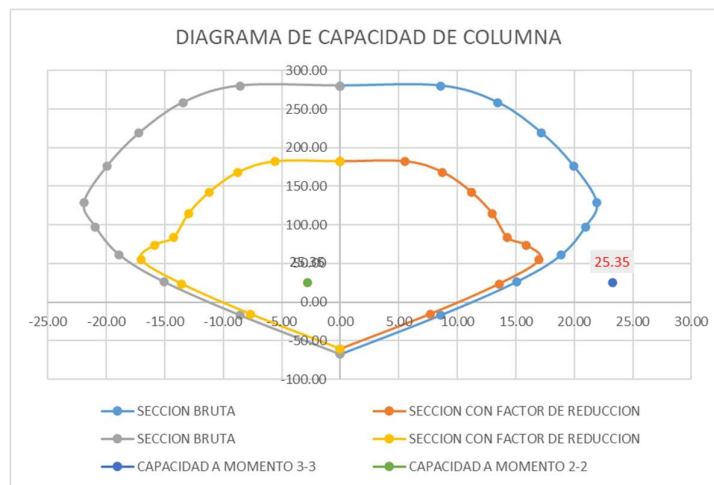
Tabla 25 Solicitación de carga tn-m

SOLICITACION DE CARGA		
Pu	M33	M22
25.35	-2.79	23.55

Fuente: Autor

Los datos obtenidos en el programa de cálculo nos indica una sollicitación de la carga axial en las columnas de 40x40cm es de 25.35 ton, el momento 2 sollicitado es 23.35 ton-m y el momento 3 es de -2.79 ton-m.

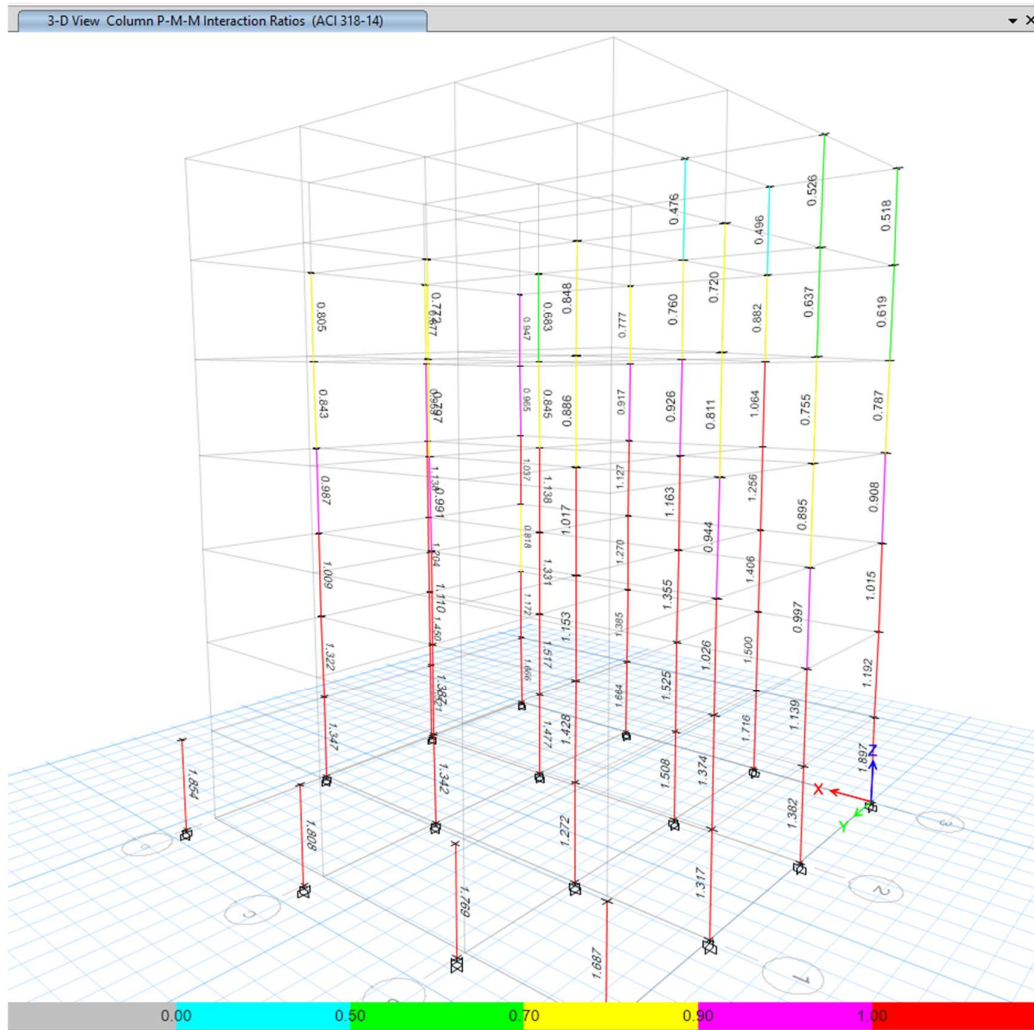
Figura 18 Diagrama de capacidad columna



Fuente: Autor

- **Combinación de cargas dinámicas**

Figura 19 Comportamiento de la estructura con la combinación de cargas dinámicas



Fuente: Autor

En base a los resultados obtenidos en el software, la columna del eje 1'D tiende a tener una capacidad de 1.85 es decir que el elemento columna está trabajando más del 100% de capacidad.

Tabla 26 Datos para la creación del diagrama de interacción

	A 0 GRADOS				A 90 GRADOS			
	SECCION BRUTA		SECCION CON FACTOR DE REDUCCION		SECCION BRUTA		SECCION CON FACTOR DE REDUCCION	
	Pn	Mn	ϕPn	ϕMn	Pn	Mn	ϕPn	ϕMn
1	280.24	0.00	182.15	0.00	280.24	0.00	182.15	0.00
2	280.24	8.55	182.15	5.56	280.24	-8.55	182.15	-5.56
3	258.49	13.46	168.02	8.75	258.49	-13.46	168.02	-8.75
4	218.96	17.21	142.33	11.19	218.96	-17.21	142.33	-11.19
5	176.25	19.94	114.56	12.96	176.25	-19.94	114.56	-12.96
6	128.74	21.92	83.68	14.25	128.74	-21.92	83.68	-14.25
7	97.23	20.94	73.66	15.87	97.23	-20.94	73.66	-15.87
8	60.93	18.90	54.83	17.01	60.93	-18.90	54.83	-17.01
9	26.24	15.09	23.61	13.58	26.24	-15.09	23.61	-13.58
10	-17.12	8.56	-15.41	7.71	-17.12	-8.56	-15.41	-7.71
11	-67.57	0.00	-60.81	0.00	-67.57	0.00	-60.81	0.00

Fuente: Autor

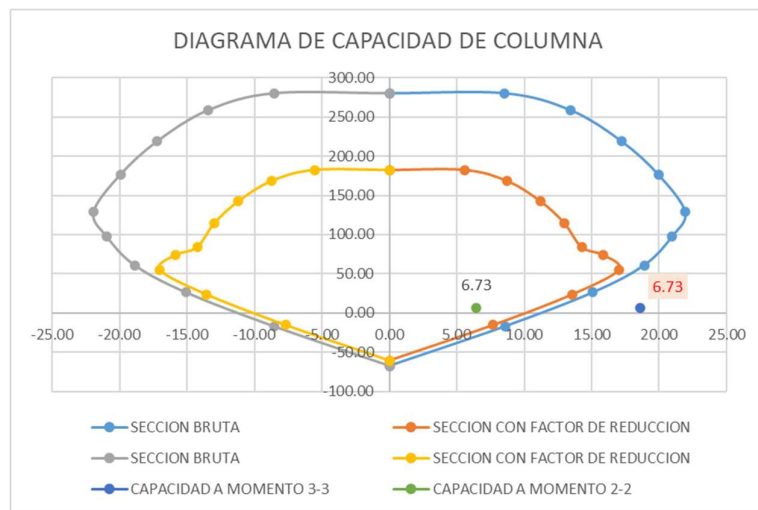
Tabla 27 Solicitación de carga

SOLICITACION DE CARGA		
Pu	M33	M22
6.73	6.43	18.62

Fuente: Autor

Los datos obtenidos en el programa de cálculo nos indica una sollicitación de la carga axial en las columnas de 40x40cm es de 6.73 ton, el momento 2 sollicitado es 18.62 ton-m y para el momento 3 es de -6.43 ton-m.

Figura 20 Diagrama de capacidad columna



Fuente: Autor

2.2.8.2 Análisis estático no lineal Pushover

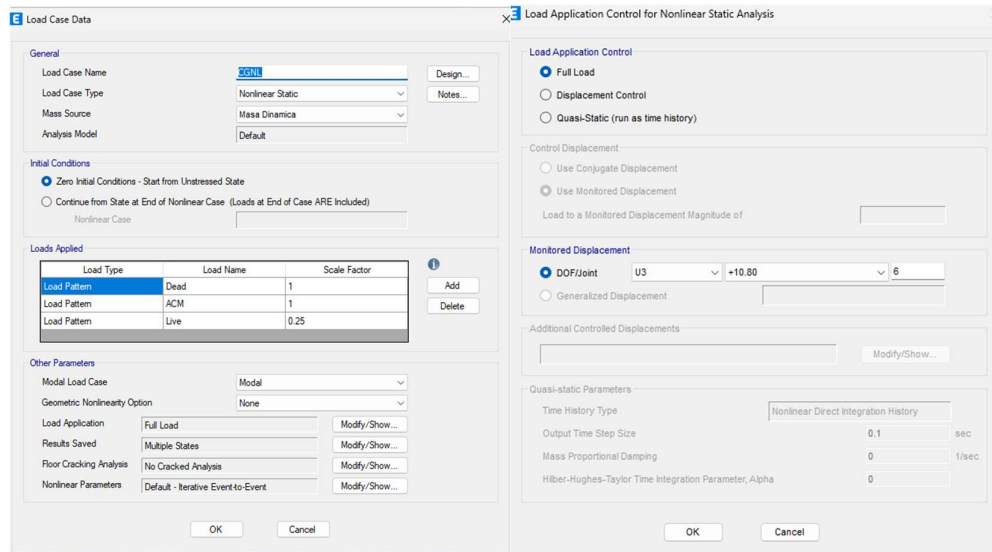
2.2.8.2.1 Método utilizado

El método utilizado es el de los coeficientes de desplazamientos corregidos para la determinación de fuerzas, desplazamientos y deformaciones. Este método este contenido dentro de las normativas FEMA 440 y ASCE 41-13, y corresponde a la sectorización de niveles de desempeño en base al desplazamiento último de la curva de capacidad. Este criterio esta más enfocado en limitar los daños de los elementos estructurales y además depende de la ductilidad de la edificación

2.2.8.2.2 Definición de la carga gravitacional no lineal

Para la obtención de la curva de capacidad es necesario definir la carga gravitacional no lineal y esta se encuentra definida por el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva.

Figura 21 Definición de la carga gravitacional no lineal.

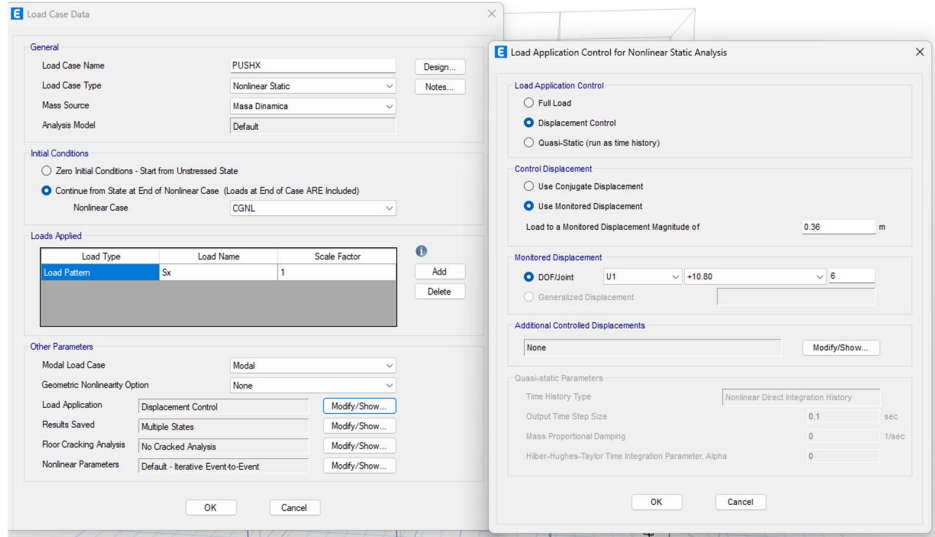


Fuente: Autor

2.2.8.2.3 Pushover sentido X-Y

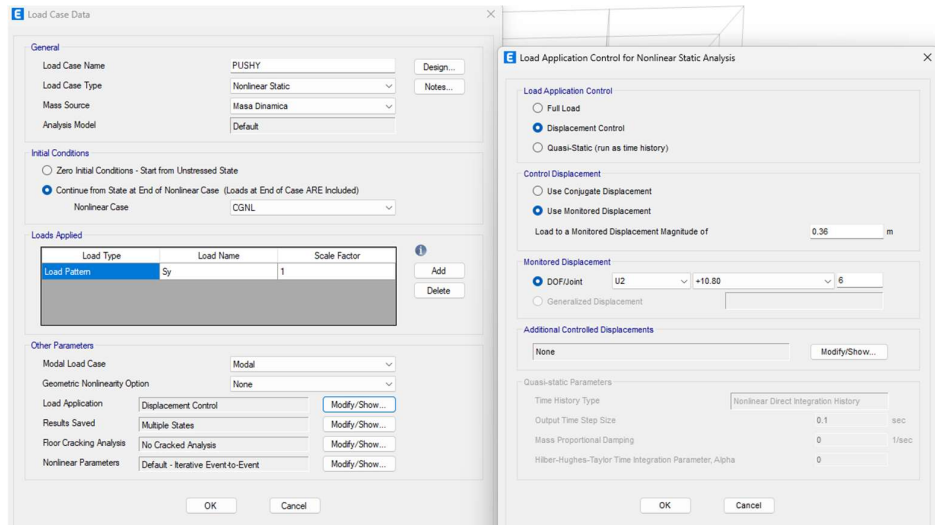
La aplicacion de la carga se debe controlar en base al punto ubicado en el ultimo nivel de la edificacion y cerca del centro de masas de dicho nivel, el desplazamiento máximo sera del 4% de la altura total del edificio.

Figura 22 Definición del Pushover sentido X



Fuente: Autor

Figura 23 Definición del Pushover sentido Y

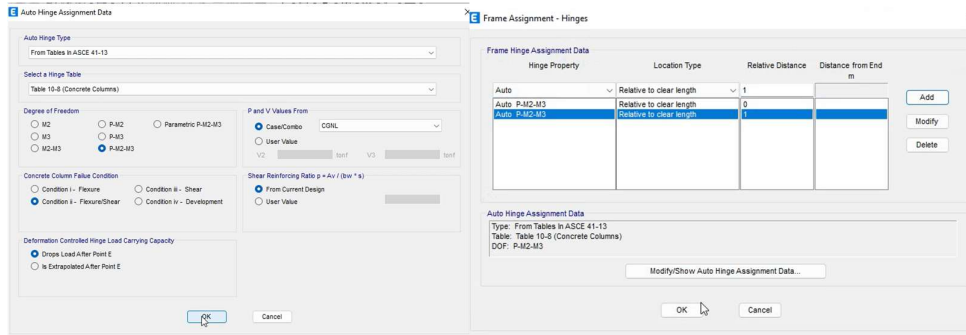


Fuente: Autor

2.2.8.2.4 Definición de rótulas plásticas

Para la definición de rótulas plásticas en columnas se los hace en condiciones de la ASCE 41-13, la cual menciona la consideración de la condición ii, que menciona que la columna debe tener una falla por flexión-cortante que significa que el elemento debe tener una flexión cedente antes que una falla por cortante.

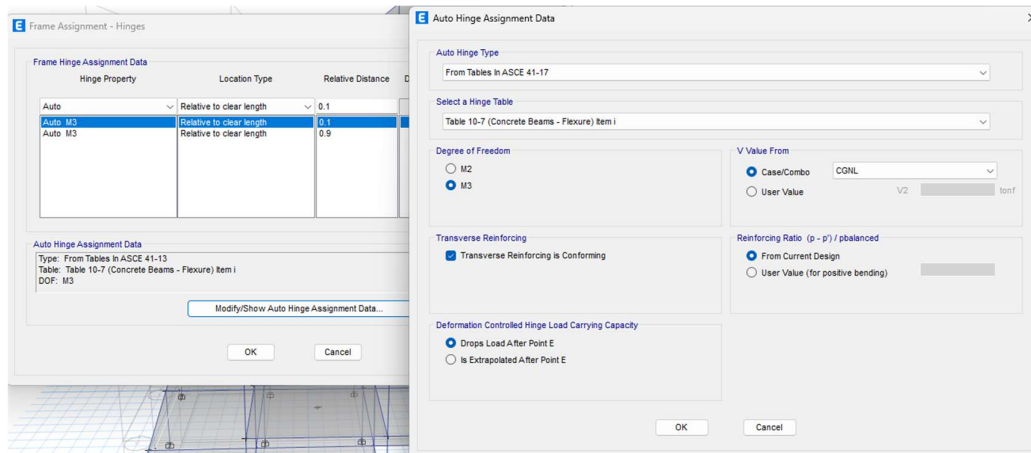
Figura 24 Definición del Pushover sentido Y



Fuente: Autor

Para las rótulas en vigas es necesario conocer la longitud de la viga y el ancho de la columna para conocer la distancia correcta la rótula y esta se la debe ir en la consideración i vigas -flexión, el número de rótulas varia si estamos teniendo en cuenta que la estructura cuenta con un volado.

Figura 25 Definición del Pushover sentido Y



Fuente: Autor

2.2.8.2.5 Cálculo de rótulas plásticas

Para la asignación de rótulas plásticas el programa de cálculo asigna el criterio “conforme”, que de acuerdo con la norma ASCE 41-13 se define como un elemento en el cual de la región de la rótula plástica los estribos están separados a una

distancia $\leq d/3$ y si para los componentes de demanda de moderada y alta demanda de ductilidad, la fuerza prevista por los estribos “Vs” es por lo menos $\frac{3}{4}$ de la fuerza de diseño. Sin embargo, para las estructuras existente es obligatorio realizar el cálculo de las rotulas plásticas.

Tabla 28 Cálculo de la rótula plástica en vigas

Rótula plástica		
As (-)	4.52	cm2
As (+)	3.39	cm2
Cuan (-)	0.32%	
Cuan (+)	0.24%	
a	3.04	cm
My	6.53	tn-m
E	182591	kg/cm2
Iv	186667	cm4
ϕ_y	0.00168	rad
Vs	14.80	tn
COND 1	0.038	
COND 2	8	C
COND 3	14.80	C
COND 4	0.0019	
ϕ_u	0.03	rad
Mu	8.60	tn-m
Mr	1.31	tn-m
rot r	0.05	rad
DUCT	15.68	OK
factor "c"	1.32	

Fuente: Autor

Nuestra viga en base al cálculo establecido es “conforme” por lo que es necesario seleccionar de manera correcta los parámetros de modelamiento y criterios de aceptación para la creación del diagrama de momento-rotación de la viga.

Tabla 29 Parámetros de modelado y criterios numéricos de aceptación para procedimiento no lineales en vigas de hormigón armado

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

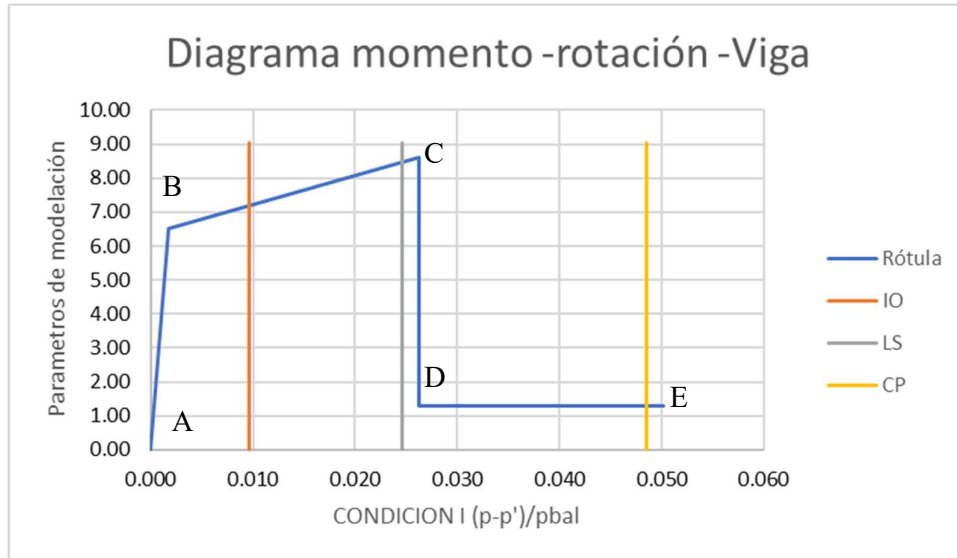
Conditions			Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
			Plastic Rotations Angle (radians)	Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)			
					Performance Level			
a	b	c	IO	LS	CP			
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\frac{\rho - \rho'}{D_{web}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{h_w d_s \sqrt{f'_c}}$ ^d						
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

NOTE: f'_c in lb/in.² (MPa) units.
^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
^bWhere more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
^c"C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.
^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Fuente: Fuente: Parámetros de modelamiento en vigas norma ASCE 41-13

El comportamiento de la rótula plástica en base al diagrama de momento-rotación de la viga indica que el momento último en el punto C sobrepasa la categoría de seguridad de vida y se puede observar que cuenta con una buena ductilidad, así también cuando este alcanza el momento ultimo puede seguir deformándose de manera considerable.

Figura 26 Diagrama momento rotación -viga



Fuente: Autor

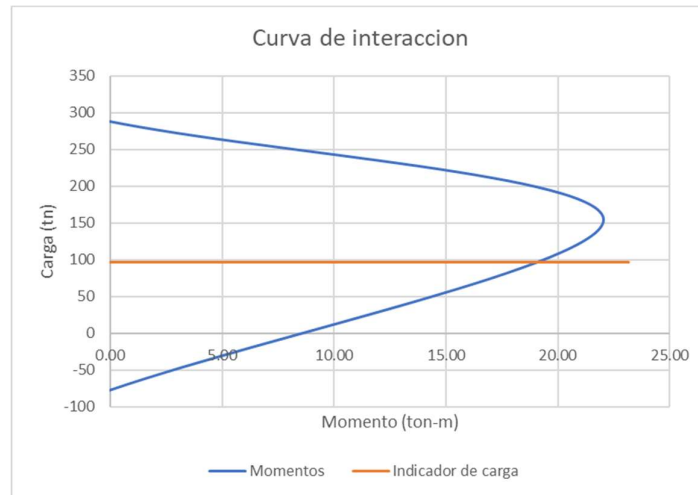
Así mismo se presentará el cálculo establecido para las rótulas en columnas con la finalidad de establecer las condiciones y parámetros de aceptación para diagrama el diagrama de momento de rotación en columnas.

Tabla 30 Cálculo de la rótula plástica en columnas

<i>Rótula plástica columna</i>		
Pu	96.73	tn
My	17.50	tn-m
Mpr	22.05	tn-m
ϕ_y	0.00228	rad
E	182591	kg/cm ²
I	213333	cm ⁴
COND 1	0.26	
COND 2	0.0093	DUCT
ϕ_u	0.0203	
Mu	18.76	tn-m
Mr	1.12	tn-m
ϕ_r	0.03	
Vu	7.25	tn
d	35.30	cm
c	21.18	cm
a	18.00	cm
d'	4.70	cm
P1	287.91	tn
P2	128.54	tn
P3	-77.58	tn
A var1	6.16	cm ²

Fuente: Autor

Figura 27 Diagrama de interacción del momento probable en función de la carga.



Fuente: Autor

Entonces en base a la condición 1 que es 0.26 y la condición 2 que es 0.0093 se definirá los parámetros de modelamiento y criterios de aceptación para la creación del diagrama de momento-rotación columna.

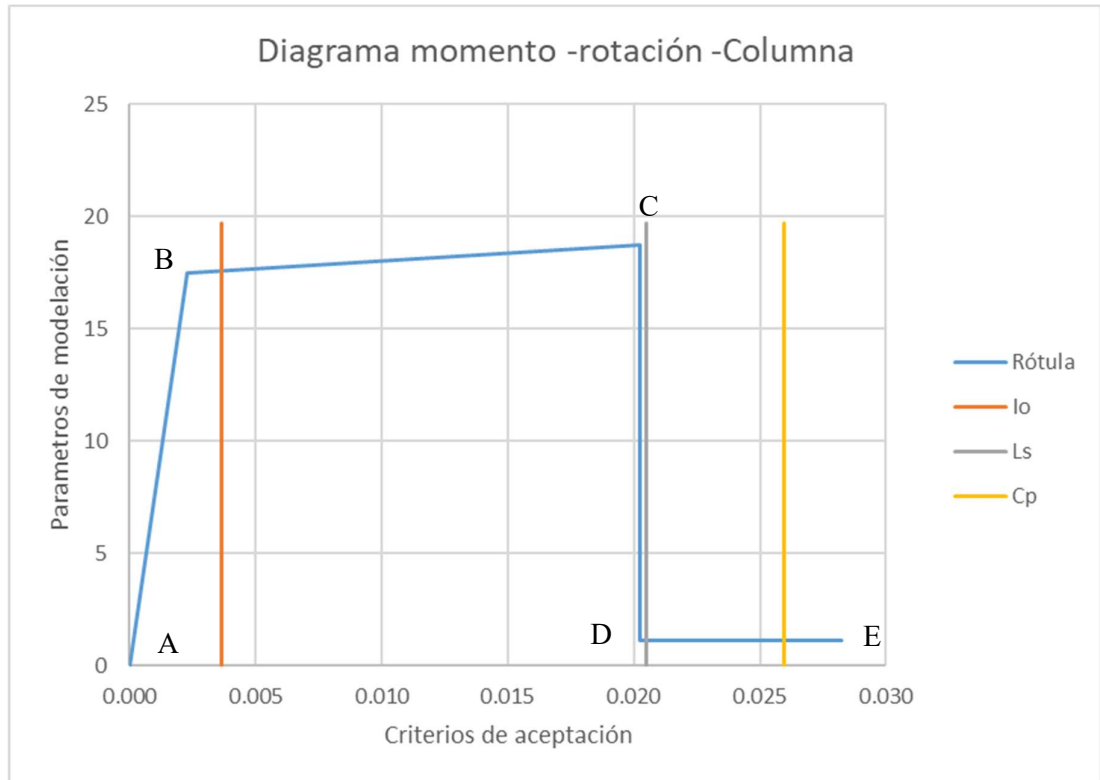
Tabla 31 Parámetros de modelado y criterios numéricos de aceptación para procedimiento nos lineales en columnas de hormigón armado

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)				
	a	b		Performance Level				
			IO	LS	CP			
Condition i. ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤0.1	=0.002		0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥0.6	=0.002		0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Condition ii. ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
≤0.1	≥0.006	≤3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤0.1	≥0.006	≥6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006	≤3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥0.6	≥0.006	≥6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤0.1	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥0.6	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Fuente: Parámetros de modelamiento en columnas norma ASCE 41-13

Figura 28 Diagrama momento rotación -columna



Fuente: Autor

El punto C que corresponde al momento último se encuentra antes del criterio de seguridad de vida lo que significa que el comportamiento de columna es esperado. Si comparamos el comportamiento de la columna y viga podemos establecer el criterio de columna fuerte y viga débil.

CAPITULO III

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Análisis y discusión de resultados

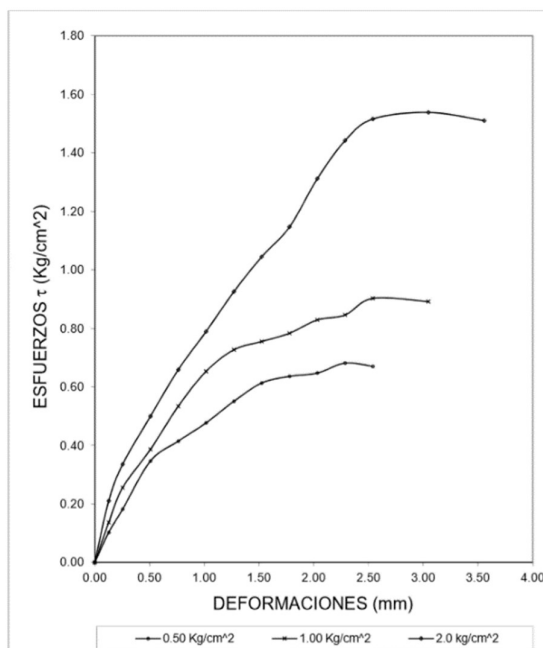
3.1.1 Perfiles sísmicos de los suelos de Ambato

3.1.1.1 Ensayo de penetración estándar SPT

En el ensayo investigado se encuentra basado en la norma ASTM D-1586. Y en este se procedió con un ensayo de corte directo en el lugar Parque la laguna (P02) a una profundidad de 14m. Los resultados interpretados son:

- El esfuerzo de corte τ con la deformación lateral del suelo se la indica en la figura 53.
- Se obtuvo que la presión vertical σ en los 3 casos es de: 0.5 kg/cm², 1.0 kg/cm² y 2.0 kg/cm².
- Los esfuerzos máximos de corte τ correspondiente de las tres curvas σ de la figura 29 son 0.68 kg/cm², 0.90 kg/cm² y 1.54 kg/cm² [2]

Figura 29 Ensayo de corte con una profundidad de 14m en el Parque de la Laguna.



Fuente: R. Aguiar, 2022. [2]

Con respecto a los resultados de los ensayos SPT y refracción sísmica para el sitio P02 correspondiente al parque de la laguna, el valor de N, es menor a 50, a su vez la velocidad de corte es ligeramente inferior a 360 m/s. En base a estos resultados se tiene un perfil de suelo tipo D con tendencia a ser un perfil tipo C. [2]




3.1.1.2 Clasificación sísmica de los suelos de Ambato

En base a los estudios realizados se determina que los suelos de Ambato tienden a tener periodos de vibración bajos. Para la mayor parte de la ciudad es menor a 0.2 segundo y el periodo más crítico es de 0.4 segundos. Adicionalmente la ciudad de Ambato cuenta con la velocidad de onda de corte mayor a 360m/s, a diferencia del número de golpes del ensayo SPT es mayor a 50, correspondiendo a perfiles de suelos tipo C y suelos tipo D tendiendo a ser tipo C. [2]

3.1.2 Evaluación visual rápida NEC 2015

Tabla 32 Formulario de inspección visual rapida NEC 2015

Fuente: Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras [14]

EVALUACIÓN VISUAL RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICACIONES													
		DATOS DE EDIFICACIÓN											
		Dirección: Av. Gonzales Suarez											
		Nombre de la edificación: Laboratorio Clínico Ochoa-Matriz											
		Sítio de referencia: Frente al parque de la laguna											
		Tipo de uso: Laboratorios		Año de construcción: 2011		Fecha de evaluación: 11/10/22							
		Área construida m ² : 584.65		Alto de remodelación:		# de pisos: 7							
DATOS DEL PROFESIONAL													
Nombre del evaluador: César Galarza													
Cédula de Identidad: 1805324397													
Registro SENESCYT:													
Madera	WI	Pórtico Hormigón Armado		C1	Pórtico acero laminado		S1						
Mampostería sin refuerzo	URM	Pórtico H. Armado con muros estructurales		C2	Pórtico acero laminado con		S2						
Mampostería reforzada	RM	Pórtico H. Armado con mampostería confinada sin refuerzo		C3	Pórtico acero doblado en frío		S3						
Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX	Hormigón Armado prefabricada		C4	Pórtico laminado con muros estructurales de hormigón		S4						
					Pórtico acero con paredes		S5						
PUNTAJES BÁSICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL													
Tipología del sistema estructural	WI	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5
Puntaje básico	4.4	1.8	2.8	1.8	2.5	2.8	1.6	2.4	2.6	3.0	2.0	2.8	2.0
ALTURA DE EDIFICACIÓN													
Baja altura (menor a 4 pisos)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.4	0.2	0.4	0.4	0.2	0.2	0.2	0.4	N/A	0.4	0.4
Gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0.3	0.6	0.8	0.3	0.4	0.6	0.8	N/A	0.8	0.8
IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACIÓN													
Irregularidad vertical	-2.5	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0
Irregularidad en planta	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
CÓDIGO DE LA CONSTRUCCIÓN													
Pre- código (antes de 1977) o autoconstrucción	0.0	-0.2	-0.1	-1.2	-1.2	-1.0	-0.2	-0.3	-1.0	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2
Construido en etapa de transición (entre 1977-2001)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Postcódigo moderno (construido a partir del 2001)	1.0	N/A	2.8	1.0	1.4	2.4	1.4	1.0	1.4	1.4	1.0	1.6	1.0
TIPO DE SUELO													
Tipo de suelo C	0.0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4
Tipo de suelo D	0.0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4
Tipo de suelo E	0.0	-0.8	-0.4	-1.2	-1.2	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8
PUNTAJE FINAL (S)												3.7	
GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA													
S < 2.0	Alta vulnerabilidad , requiere evaluación especial												Responsable: César Galarza
2.0 > S > 2.5	Media vulnerabilidad												
S > 2.5	Baja vulnerabilidad												
OBSERVACIONES													
El resultado que se obtuvo del formato indica baja vulnerabilidad de la edificación													

Fuente: Autor

Selección de indicadores:

La primera asignación C1 corresponde a que el sistema con el que cuenta la estructura es de pórtico de hormigón armado, para este caso se asignó el valor de 2.5, así mismo el edificio cuenta con 6 pisos y un tapagradas por ende se le asigno el valor de 0.4. Así pues, su año de construcción es 2011 para ello se le asigno en la categoría Post código moderno con una puntuación de 1.4. Igualmente, en base a la microzonificación del lugar se está trabajando en suelo tipo D y su puntaje es de -0.6. Finalmente se obtiene un grado de vulnerabilidad sísmica de 3.7 por lo que se categoriza como un edificio de baja vulnerabilidad sísmica.

3.1.3 Análisis modal espectral de la estructura actual

Tabla 33 Periodo y rotacion de la estructura

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	Porcentaje	Tipo
Modal	1	1.206	0.0543	0.6944	0.0543	0.6944	0.0164	2%	Traslacional
Modal	2	1.191	0.645	0.064	0.6993	0.7584	0.093	14%	Traslacional
Modal	3	0.995	0.073	0.0012	0.7723	0.7596	0.6028	50233%	Rotacional
Modal	4	0.378	0.00004907	0.119	0.7724	0.8786	0.0001		
Modal	5	0.369	0.0975	0.00001509	0.8699	0.8786	0.0059		
Modal	6	0.313	0.0141	0.0005	0.884	0.8791	0.1152		
Modal	7	0.214	0.0008	0.0648	0.8848	0.9438	0.0008		
Modal	8	0.209	0.0522	0.0006	0.937	0.9444	0.0001		
Modal	9	0.185	0.0134	0.0014	0.9505	0.9458	0.0948		
Modal	10	0.148	0.0143	0.0184	0.9648	0.9642	0.0074		
Modal	11	0.142	0.0124	0.0125	0.9772	0.9767	0.0024		
Modal	12	0.131	0.0028	0.0046	0.9799	0.9813	0.0369		

Fuente: Autor

El análisis modal nos indica que el modo 1 y modo 2 de vibración de la estructura sin reforzamiento existe traslación con un porcentaje de rotación en el eje Z de (%torsión relativa= $Rz/\max(Ux; Uy)$) $(0.0164/0.69)=2\%$ en el modo 1 y $(0.093/0.64)=14\%$ en el modo 2 indicándonos que el desplazamiento es traslacional puro, adicionalmente en el tercer modo tendremos rotación pura. Asimismo, se verificó que el periodo de la estructura calculada es 1.20 seg. y en la tabla 33 en base a la norma esta como máximo 1.01 seg. por lo que **NO CUMPLE** con este requisito sismorresistente de la **NEC15**. Igualmente, el resultado de la masa acumulada SumUX y SumUY alcanza el 90% de lo que pide la norma.

3.1.4 Deriva de piso

La finalidad de las derivas de piso es controlar los desplazamientos de la estructura por piso, en base a la norma ecuatoriana el límite va variando en referencia al sistema estructural. Para pórticos sismorresistentes con vigas descolgadas la deriva máxima inelástica debe ser menor al 2%.

$$\Delta_{ines} \leq 2\%$$

$$\Delta_{ines} = 0.75 * R * \Delta_{elas}$$

En donde:

Δ_{elas} = Deriva elástica

Δ_{ines} Deriva inelástica

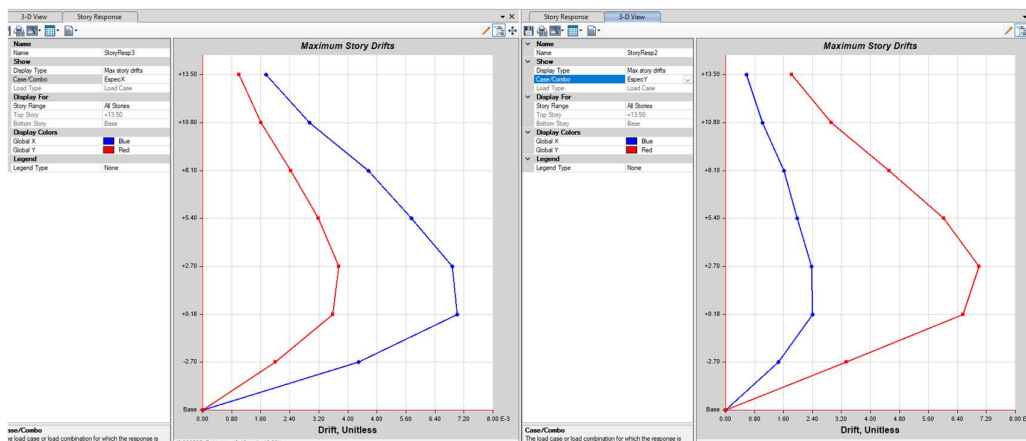
Tabla 34 Derivas por piso

TABLE: Story Drifts						
Story	Output Case	Step Type	Direction	Deriva	Deriva	Requerimiento
				Elástica	Inelástica	<2%
+13.50	EspecX	Max	X	0.0017	1.05%	Cumple
+13.50	EspecX	Max	Y	0.0010	0.60%	Cumple
+13.50	EspecY	Max	X	0.0006	0.35%	Cumple
+13.50	EspecY	Max	Y	0.0018	1.10%	Cumple
+10.80	EspecX	Max	X	0.0029	1.76%	Cumple
+10.80	EspecX	Max	Y	0.0016	0.97%	Cumple
+10.80	EspecY	Max	X	0.0010	0.61%	Cumple
+10.80	EspecY	Max	Y	0.0029	1.75%	Cumple
+8.10	EspecX	Max	X	0.0046	2.74%	No cumple
+8.10	EspecX	Max	Y	0.0024	1.46%	Cumple
+8.10	EspecY	Max	X	0.0016	0.96%	Cumple
+8.10	EspecY	Max	Y	0.0045	2.71%	Cumple
+5.40	EspecX	Max	X	0.0058	3.46%	No cumple
+5.40	EspecX	Max	Y	0.0032	1.91%	Cumple
+5.40	EspecY	Max	X	0.0020	1.19%	Cumple
+5.40	EspecY	Max	Y	0.0060	3.62%	No cumple
+2.70	EspecX	Max	X	0.0069	4.13%	No cumple
+2.70	EspecX	Max	Y	0.0038	2.25%	No cumple
+2.70	EspecY	Max	X	0.0024	1.42%	Cumple
+2.70	EspecY	Max	Y	0.0070	4.20%	No cumple
+0.18	EspecX	Max	X	0.0070	4.21%	No cumple

+0.18	EspecX	Max	Y	0.0036	2.15%	No cumple
+0.18	EspecY	Max	X	0.0024	1.44%	Cumple
+0.18	EspecY	Max	Y	0.0065	3.93%	No cumple
-2.70	EspecX	Max	X	0.0043	2.58%	No cumple
-2.70	EspecX	Max	Y	0.0020	1.20%	Cumple
-2.70	EspecY	Max	X	0.0015	0.87%	Cumple
-2.70	EspecY	Max	Y	0.0033	2.00%	No cumple

Fuente: Autor

Figura 30 Derivas inelástica dinámica en sentido X y Y



Fuente: Autor

Como se puede visualizar, el porcentaje máximo de la deriva inelástica es de 4.21% en el sentido Y para el nivel +2.70m por lo que la edificación no cumple el criterio mínimo de la normativa del <2%.

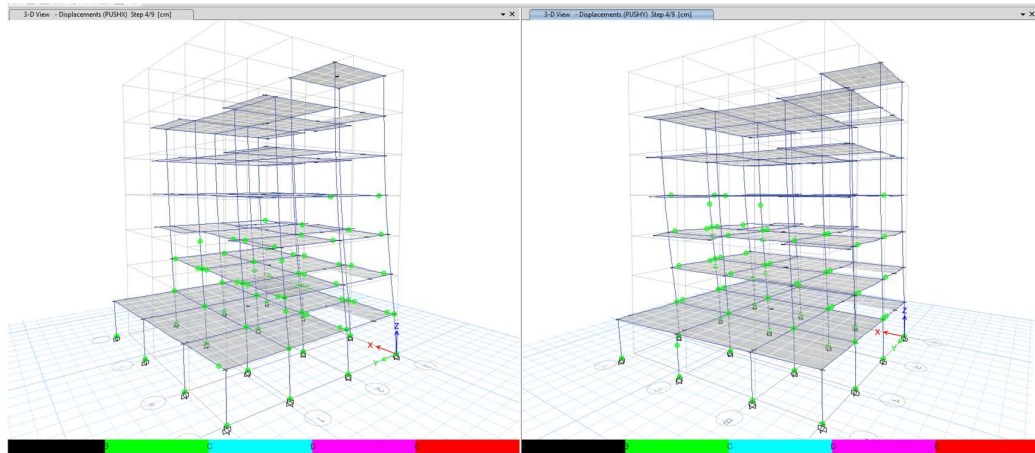
3.1.5 Capacidad de la columna

- Como se indica en la figura 18 del capítulo II, con la combinación de cargas estáticas el diagrama de capacidad no tiene capacidad para soportar la carga axial de 25.35 ton-m solicitado. Por ende, es necesario un reforzamiento a razón del sobreesfuerzo que esta presenta.
- En cuanto a la combinación de cargas dinámicas como se indica en la figura 33 la columna no cuenta con capacidad para las solicitaciones de carga axial de 6.73 ton por lo que es necesario el reforzamiento.

Figura 33 Formación de rótulas plásticas paso 4.

PUSHX

PUSHY

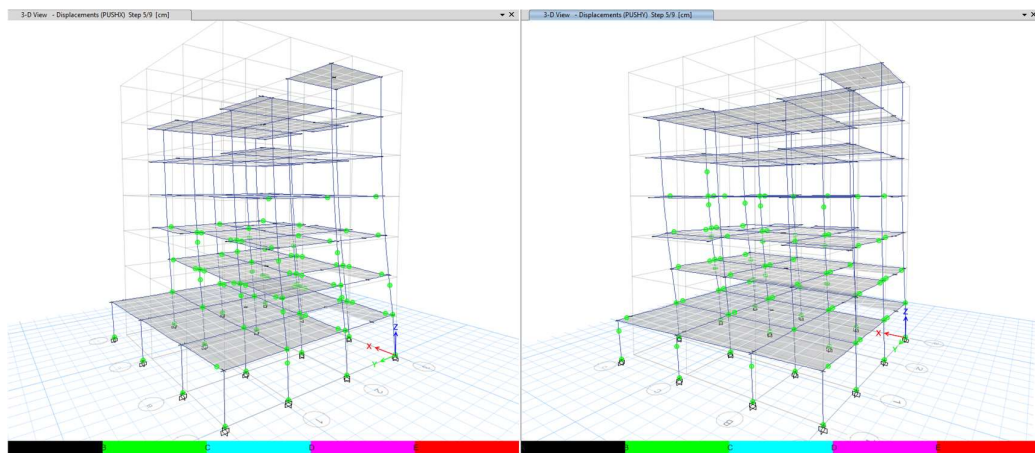


Fuente: Autor

Figura 34 Formación de rótulas plásticas paso 5.

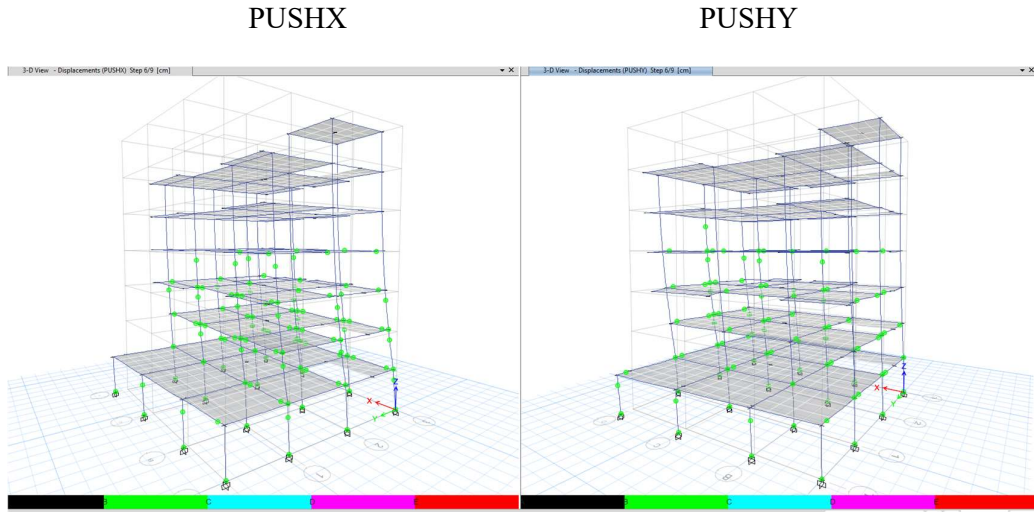
PUSHX

PUSHY



Fuente: Autor

Figura 35 Formación de rótulas plásticas paso 6.



Fuente: Autor

Tabla 35 Cuadro resumen rótulas en el sentido X

PUSHXY					
Paso	Nivel de desempeño	Elemento	d (m)	V(TON)	
2	Ocupación inmediata	2 rótulas	Columnas	0.05	90.16
3	Ocupación inmediata	18 rótulas	Vigas	0.089	148.55
			Columnas		
4	Ocupación inmediata	68 rótulas	Vigas	0.12	194.38
			Columnas		
5	Ocupación inmediata	96 rótulas	Vigas	0.16	241.19
			Columnas		
6	Ocupación inmediata	96 rótulas	Vigas	0.17	222.35
			Columnas		

Fuente: Autor

En el sentido X, la primera rótula se forma en el paso 2 que cuenta con un desplazamiento de 0.06m y con un cortante de 65.53 ton en el nivel de ocupación inmediata. Para el paso 3 se forman 35 rótulas en vigas y columnas con un desplazamiento de 0.1m y con un cortante de 168.89 ton en el nivel de ocupación inmediata. Asimismo, para el paso 4 se forman 71 rótulas tanto en vigas y columnas con un desplazamiento de 0.13m y con un cortante de 212.22 ton en el nivel de ocupación inmediata. Adicionalmente en el paso 5 se forman 94 rótulas en vigas y

columnas con un desplazamiento de 0.15m y una carga de 226.1 ton en el nivel de ocupación inmediata. Finalmente, para el paso 6 hay una formación de 117 rótulas en vigas y columnas con un desplazamiento de 0.18m y una carga de 241.19 ton en el nivel de ocupación inmediata. Por lo que se define que tenemos un buen compartimento de la rótula en el sentido X que cuenta con una buena ductilidad. Por lo que la estructura se comporta de buena manera.

Tabla 36 Cuadro resumen rótulas en el sentido Y

PUSHXY					
Paso	Nivel de desempeño	Elemento	d (m)	V(TON)	
2	Ocupación inmediata	1 rótulas	Columnas	0.05	90.16
3	Ocupación inmediata	18 rótulas	Vigas	0.089	148.55
			Columnas		
4	Ocupación inmediata	68 rótulas	Vigas	0.12	194.38
			Columnas		
5	Ocupación inmediata	96 rótulas	Vigas	0.16	241.19
			Columnas		
6	Ocupación inmediata	96 rótulas	Vigas	0.17	222.35
			Columnas		

Fuente: Autor

En el sentido Y, las primeras rótulas se forman en el paso 2 que cuenta con un desplazamiento de 0.05m y con un cortante de 90.16 ton en el nivel de ocupación inmediata. Para el paso 3 se forman 18 rótulas en vigas y columnas con un desplazamiento de 0.089m y con un cortante de 148.55 ton en el nivel de ocupación inmediata. Asimismo, para el paso 4 se forman 68 rótulas tanto en vigas y columnas con un desplazamiento de 0.12m y con un cortante de 194.38 ton en el nivel de ocupación inmediata. Adicionalmente en el paso 5 se forman 96 rótulas en vigas y columnas con un desplazamiento de 0.16m y una carga de 241.19 ton en el nivel de ocupación inmediata. Finalmente, para el paso 6 hay una formación de 96 rótulas en vigas y columnas con un desplazamiento de 0.17m y una carga de 222.35 ton en el nivel de ocupación inmediata. Por lo que se define que tenemos un buen compartimento de la rótula en el sentido Y que cuenta con una buena ductilidad. Por lo que la estructura se comporta de buena manera.

3.1.6.2 Evaluación del desempeño sísmico -ASCE/SEI 41-13

A continuación, se muestran las siguientes figuras con respecto a la respuesta de la estructura con diferentes tipos de amenaza sísmica para las direcciones en X y Y

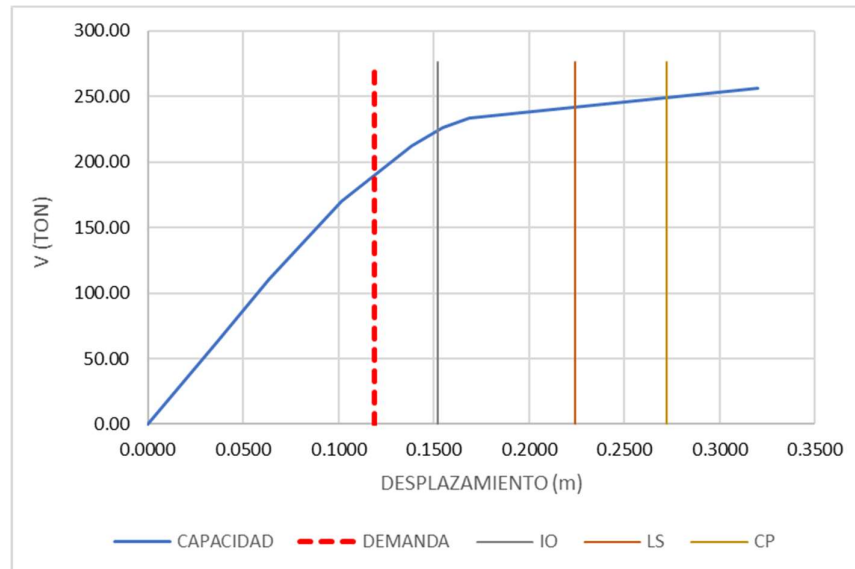
- **Dirección en X**

Tabla 37 Cuadro resumen-solicitaciones ante diferentes amenazas sísmica-Pushover
X

	dy	dd	du
<i>FREC</i>	0.08055	0.11879	0.32
<i>OCAS</i>	0.08702	0.14188	0.32
<i>RARO</i>	0.10025	0.23782	0.32
<i>MUY RARO</i>	0.10025	0.35986	0.32

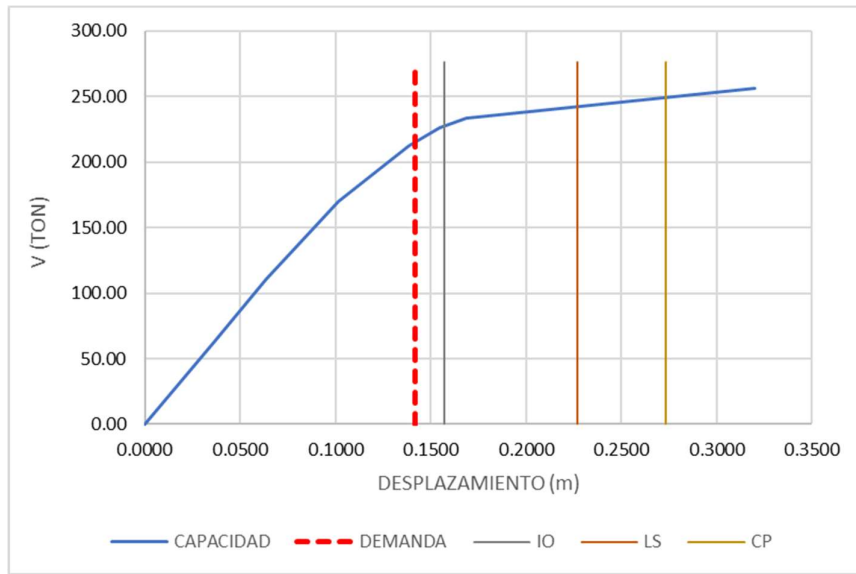
Fuente: Autor

Figura 36 Niveles de desempeño obtenidos ante un Sismo Frecuente según ASCE/SEI 41-13



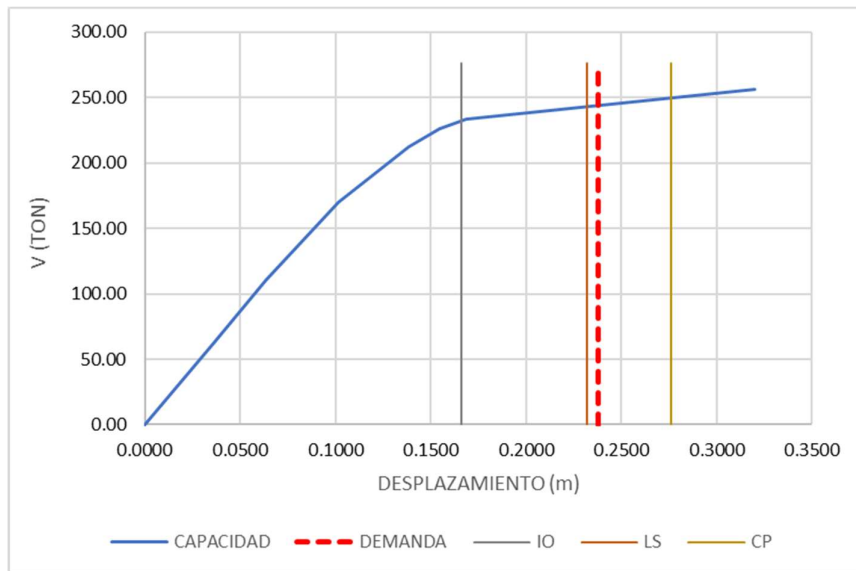
Fuente: Autor

Figura 37 Niveles de desempeño obtenidos ante un Sismo Ocasional según ASCE/SEI 41-13



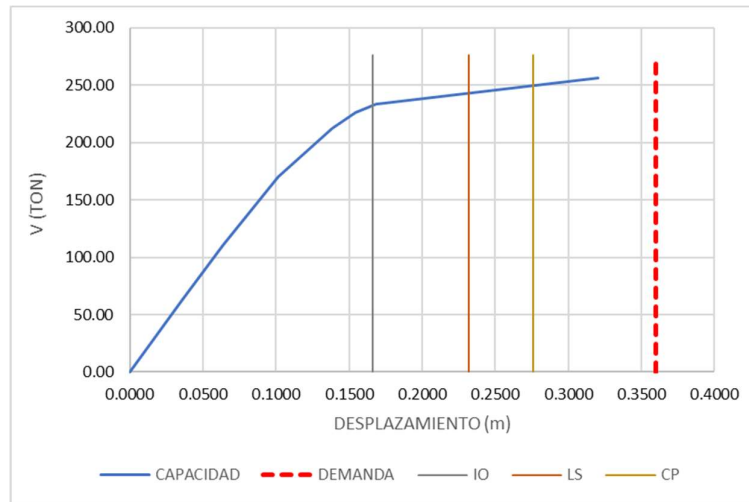
Fuente: Autor

Figura 38 Niveles de desempeño obtenidos ante un Sismo Raro según ASCE/SEI 41-13



Fuente: Autor

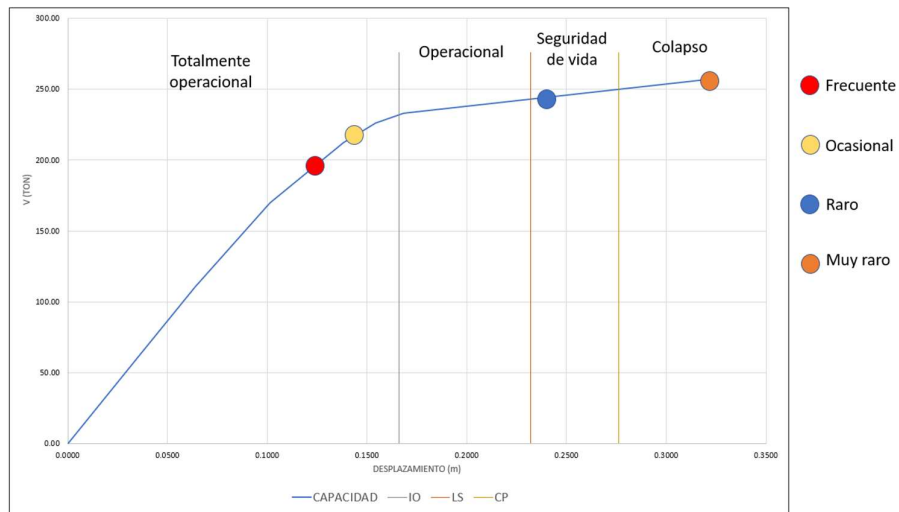
Figura 39 Niveles de desempeño obtenidos ante un Sismo Muy Raro según ASCE/SEI 41-13



Fuente: Autor

Acerca de los niveles de desempeño como se puede observar en las figuras en dirección X, con respecto al sismo frecuente y ocasional estos se encuentran a un nivel totalmente operacional (IO), mientras que para un sismo raro está en categoría de seguridad vida (LS) y finalmente para un sismo muy raro la estructura colapsa, situación que no debería suscitarse.

Figura 40 Niveles de desempeño X



Fuente: Autor

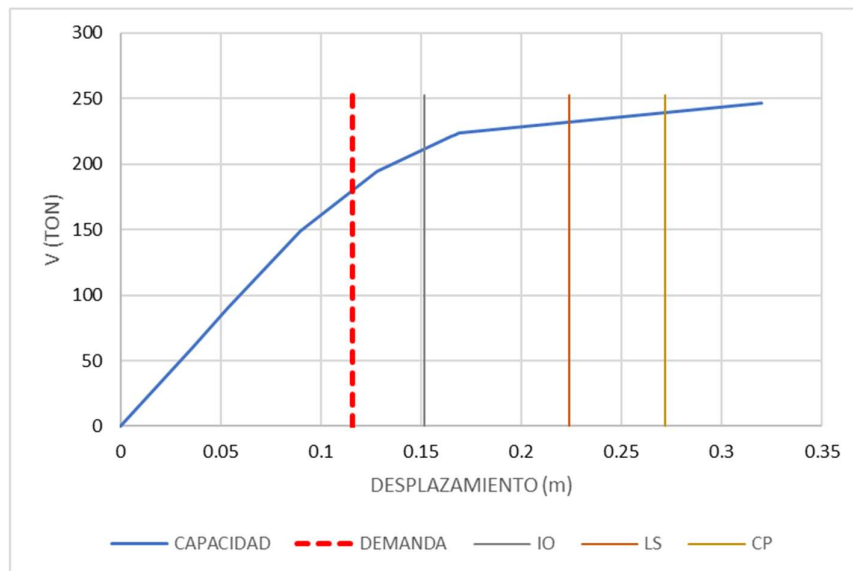
- **Dirección en Y**

Tabla 38 Cuadro resumen -solicitaciones ante diferentes amenazas sismica -sentido Y

	dy	dd	du
FREC	0.07953	0.11604	0.32
OCAS	0.08878	0.13742	0.32
RARO	0.09808	0.22022	0.32
MUY RARO	0.09808	0.30929	0.32

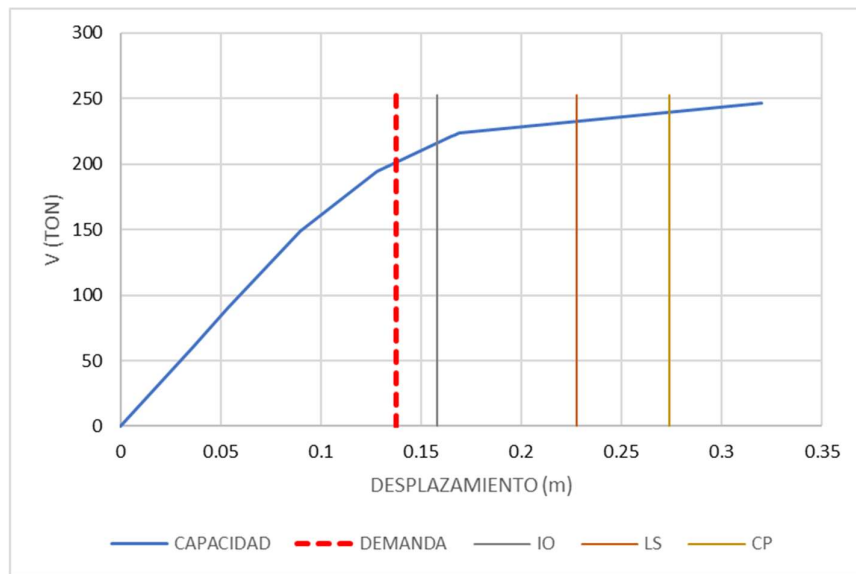
Fuente: Autor

Figura 41 Niveles de desempeño obtenidos ante un Sismo Frecuente según ASCE/SEI 41-13



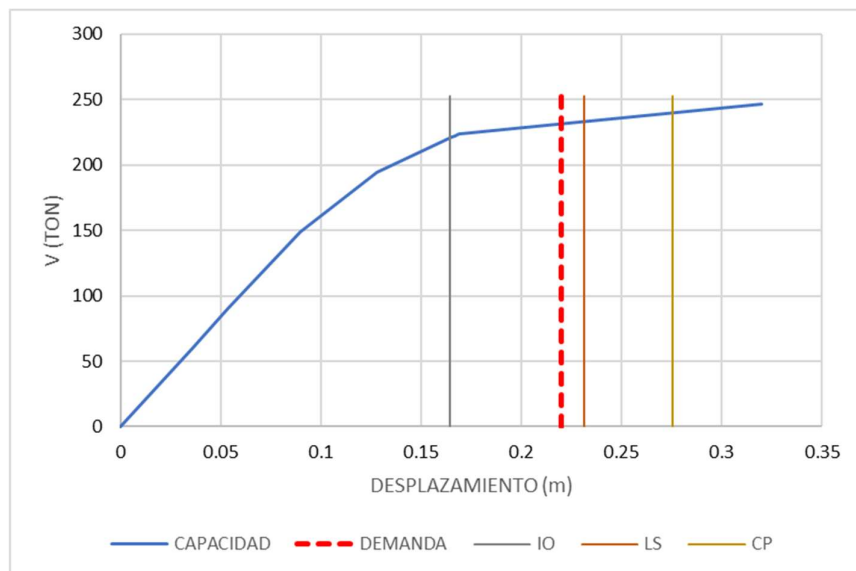
Fuente: Autor

Figura 42 Niveles de desempeño obtenidos ante un Sismo Ocasional según ASCE/SEI 41-13



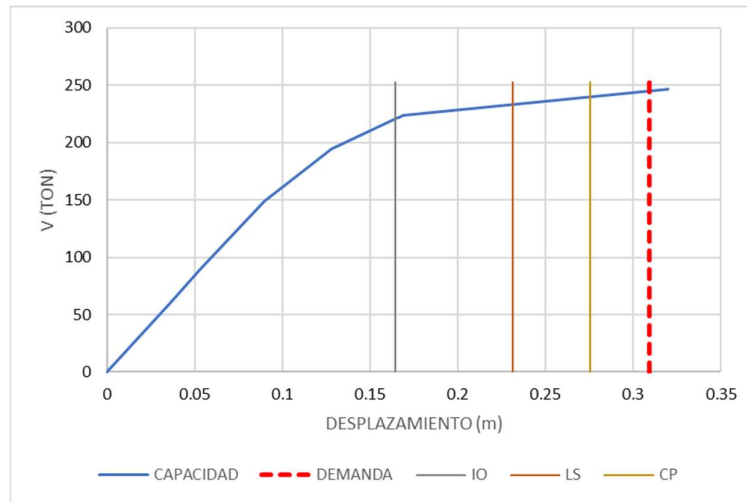
Fuente: Autor

Figura 43 Niveles de desempeño obtenidos ante un Sismo Raro según ASCE/SEI 41-13



Fuente: Autor

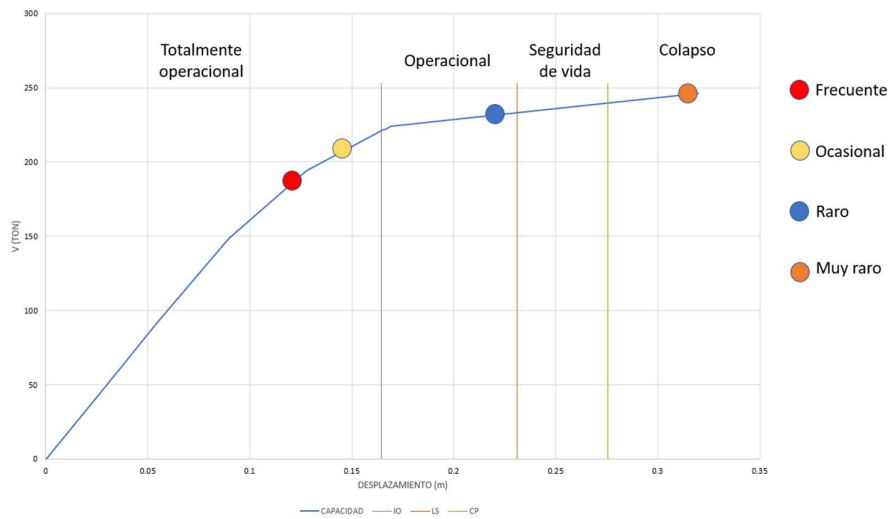
Figura 44 Niveles de desempeño obtenidos ante un Sismo Muy Raro según ASCE/SEI 41-13



Fuente: Autor

Acerca de los niveles de desempeño como se puede observar en las figuras en dirección Y, con respecto al sismo frecuente y ocasional estos se encuentran a un nivel totalmente operacional (IO), mientras que para un sismo raro está en categoría de operacional (IO) y finalmente para un sismo muy raro este se encuentra en la categoría de prevención de colapso (CP).

Figura 45 Niveles de desempeño Y



Fuente: Autor

3.1.7 Análisis espectral dinámico con reforzamiento

Tabla 39 Periodo y rotacion de la estructura con reforzamiento

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	Porcentaje	Tipo
Modal	1	0.936	0.0006	0.7158	0.0006	0.7158	0.0001	0%	Traslacional
Modal	2	0.913	0.6688	0.0006	0.6694	0.7164	0.0944	14%	Traslacional
Modal	3	0.744	0.0627	0.00002059	0.7322	0.7164	0.583	930%	Rotacional
Modal	4	0.264	0.0008	0.1328	0.7329	0.8492	0.0023		
Modal	5	0.255	0.104	0.0022	0.8369	0.8514	0.0141		
Modal	6	0.21	0.0236	0.0019	0.8605	0.8533	0.1179		
Modal	7	0.13	0.0003	0.066	0.8609	0.9194	0.006		
Modal	8	0.128	0.0495	0.0002	0.9103	0.9195	0.004		
Modal	9	0.109	0.0178	0.0092	0.9281	0.9288	0.0819		
Modal	10	0.089	0.0246	0.0082	0.9527	0.9369	0.0043		
Modal	11	0.084	0.0019	0.0151	0.9546	0.952	0.0181		
Modal	12	0.073	0.0016	0.0002	0.9562	0.9522	0.0222		

Fuente: Autor

El análisis modal nos indica que el modo 1 y modo 2 de vibración de la estructura sin reforzamiento existe traslación con un porcentaje de rotación en el eje Z de (%torsión relativa= $Rz/\max(Ux; Uy)$) $(0.0001/0.71)=0\%$ en el modo 1 y $(0.094/0.66)=14\%$ en el modo 2 indicándonos que el desplazamiento es traslacional puro, adicionalmente en el tercer modo tendremos rotación pura. Asimismo, se verificó que el periodo de la estructura calculada es 0.93 seg. y en la tabla 41 en base a la norma esta como máximo 1.01 seg. por lo que **CUMPLE** con este requisito sismorresistente de la **NEC15**. Igualmente, el resultado de la masa acumulada SumUX y SumUY alcanza el 90% de lo que pide la norma.

3.1.8 Deriva de piso

La finalidad de las derivas de piso es controlar los desplazamientos de la estructura por piso, en base a la norma ecuatoriana el límite va variando en referencia al sistema estructural. Para pórticos sismorresistentes con vigas descolgadas la deriva máxima inelástica debe ser menor al 2%.

$$\Delta_{ines} \leq 2\%$$

$$\Delta_{ines} = 0.75 * R * \Delta_{elas}$$

En donde:

Δ_{elas} = Deriva elástica

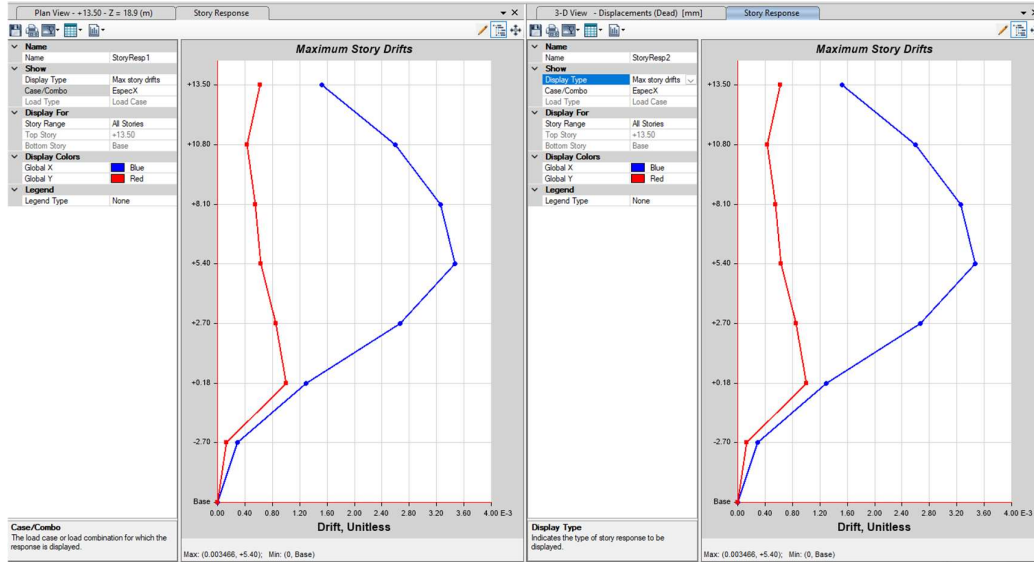
Δ_{ines} Deriva inelástica

Tabla 40 Derivas por piso

TABLE: Story Drifts						
Story	Output Case	Step Type	Direction	Deriva	Deriva	Requerimiento
				Elastica	Inelastica	<2%
+13.50	EspecX	Max	X	0.00152	0.9%	Cumple
+13.50	EspecX	Max	Y	0.000618	0.4%	Cumple
+13.50	EspecY	Max	X	0.000444	0.3%	Cumple
+13.50	EspecY	Max	Y	0.00118	0.7%	Cumple
+10.80	EspecX	Max	X	0.002592	1.6%	Cumple
+10.80	EspecX	Max	Y	0.000432	0.3%	Cumple
+10.80	EspecY	Max	X	0.000703	0.4%	Cumple
+10.80	EspecY	Max	Y	0.000975	0.6%	Cumple
+8.10	EspecX	Max	X	0.003255	2.0%	Cumple
+8.10	EspecX	Max	Y	0.00055	0.3%	Cumple
+8.10	EspecY	Max	X	0.000888	0.5%	Cumple
+8.10	EspecY	Max	Y	0.001264	0.8%	Cumple
+5.40	EspecX	Max	X	0.003466	2.0%	Cumple
+5.40	EspecX	Max	Y	0.000634	0.4%	Cumple
+5.40	EspecY	Max	X	0.000962	0.6%	Cumple
+5.40	EspecY	Max	Y	0.001454	0.9%	Cumple
+2.70	EspecX	Max	X	0.002665	1.6%	Cumple
+2.70	EspecX	Max	Y	0.000851	0.5%	Cumple
+2.70	EspecY	Max	X	0.000767	0.5%	Cumple
+2.70	EspecY	Max	Y	0.001519	0.9%	Cumple
+0.18	EspecX	Max	X	0.001293	0.8%	Cumple
+0.18	EspecX	Max	Y	0.001001	0.6%	Cumple
+0.18	EspecY	Max	X	0.000415	0.2%	Cumple
+0.18	EspecY	Max	Y	0.00119	0.7%	Cumple
-2.70	EspecX	Max	X	0.000296	0.2%	Cumple
-2.70	EspecX	Max	Y	0.000126	0.1%	Cumple
-2.70	EspecY	Max	X	0.0001	0.1%	Cumple
-2.70	EspecY	Max	Y	0.000157	0.1%	Cumple

Fuente: Autor

Figura 46 Derivas inelástica dinámica en sentido X y Y



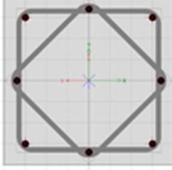
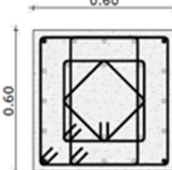
Fuente: Autor

Como se puede visualizar, el porcentaje máximo de la deriva inelástica es de 2% en el sentido X para el nivel +8.10 m por lo que la edificación **cumple** el criterio límite de la deriva máxima $<2\%$.

3.1.9 Capacidad de la columna

3.1.9.1 Propuesta de reforzamiento

Tabla 41 Propuesta de reformiento

PROPUESTA DE REFORZAMIENTO				
				
<p>Actualmente la estructura cuenta columnas de 40x40 con 8Φ16 con una cuantía del 1.01%</p> <p>La propuesta establecida es un recredido hasta alcanzar las dimensiones de 60x60cm</p>				
Identificación del elemento	Aceros	CUANTIA	AREA (cm ²)	OBSERVACIONES
Columna de 60x60cm	Esquinas 4Φ22	1.92%	3600	N.R.
	Caras 12Φ20			
UBICACIÓN				
Columna de 60x60cm	A-1',B-1'-C-1',D-1';A-1,B-1-C-1,D-1;A-2,B-2-C-2,D-2;A-3,B-3-C-3,D-3			

Fuente: Autor

Tabla 42 Prediseño de columnas reforzadas

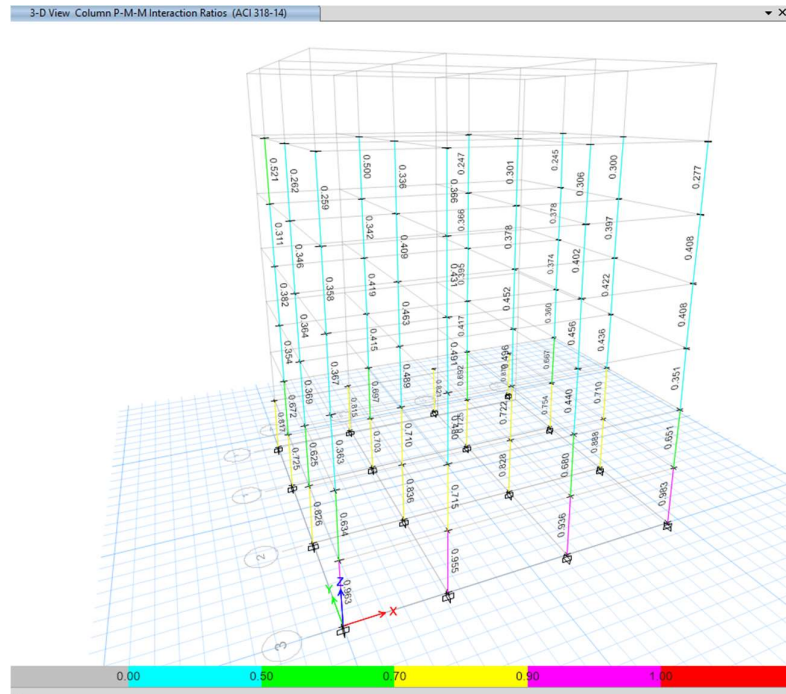
Datos columna		
ancho	60	cm
prof	60	cm
var a	5	u
var p	5	u
fi long	20	mm
fi esq	22	mm
fi est	10	mm
rec	2.50	cm
Cálculos		
Num	16	u
bc	54	cm
pc	54	cm
Ag real	3600	cm²
As long	3.14	cm ²
As esq	3.80	cm ²
As tot	52.90	cm ²
cuant	1.47%	OK
sep a	-2.85	OK
sep p	-2.85	OK
Confinamiento		
Lo	60	cm
sep máx	12	cm
Ash	2.92	cm ²
As estr	0.79	cm ²
Vinchas	4	u

Fuente: Autor

Es necesario la intervención del reforzamiento en todas las columnas de la edificación para obtener mayor capacidad en la edificación y así mejorar la curva de capacidad de la estructura. Así mismo el número de ramales necesario en el refuerzo es de 4 para la zona de confinamiento entre estribos.

- **Combinación de cargas dinámicas**

Figura 47 Comportamiento de la estructura reforzada con la combinación de cargas dinamicas



Fuente: Autor

En base a los resultados obtenidos en el software, la columna del eje 3A tiende a tener una capacidad de 0.9 es decir que el elemento columna está trabajando menos del 100% de capacidad.

Tabla 43 Datos para la creación del diagrama de interacción

	A 0 GRADOS				A 90 GRADOS			
	SECCION BRUTA		SECCION CON FACTOR DE REDUCCION		SECCION BRUTA		SECCION CON FACTOR DE REDUCCION	
	Pn	Mn	ϕPn	ϕMn	Pn	Mn	ϕPn	ϕMn
1	736.05	0.00	478.44	0.00	736.05	0.00	478.44	0.00
2	736.05	36.54	478.44	23.75	736.05	-36.54	478.44	-23.75
3	663.92	54.70	431.55	35.56	663.92	-54.70	431.55	-35.56
4	563.97	69.16	366.58	44.96	563.97	-69.16	366.58	-44.96
5	448.07	81.26	291.24	52.82	448.07	-81.26	291.24	-52.82
6	311.55	92.00	202.51	59.80	311.55	-92.00	202.51	-59.80
7	204.35	91.11	154.81	69.02	204.35	-91.11	154.81	-69.02
8	103.95	83.17	93.56	74.86	103.95	-83.17	93.56	-74.86
9	-0.66	68.24	-0.60	61.41	-0.66	-68.24	-0.60	-61.41
10	-132.82	40.81	-119.54	36.73	-132.82	-40.81	-119.54	-36.73
11	-289.78	0.00	-260.80	0.00	-289.78	0.00	-260.80	0.00

Fuente: Autor

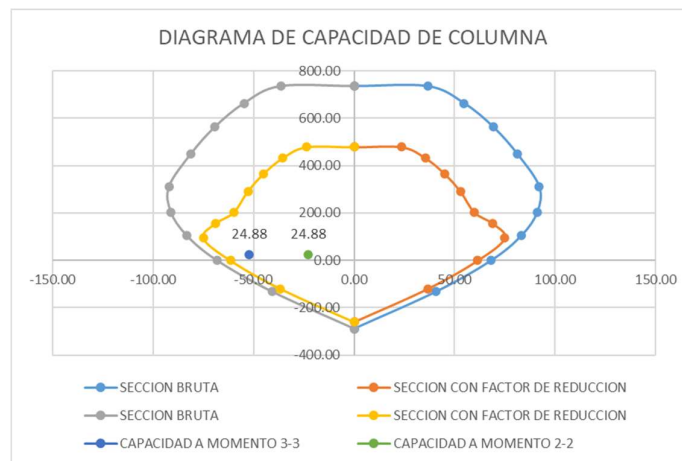
Tabla 44 Solicitación de carga

SOLICITACION DE CARGA		
Pu	M33	M22
24.88	-52.12	-22.73

Fuente: Autor

Los datos obtenidos en el programa de cálculo nos indica una sollicitación de la carga axial en las columnas de 60x60 cm es de 24.88 ton, el momento 2 sollicitado es -52.12 ton-m y para el momento 3 es de -22.73 ton-m.

Figura 48 Diagrama de capacidad columna



Fuente: Autor

- Como se indica en la figura 46 con la combinación de cargas dinámicas la capacidad de columna abastece su capacidad para soportar la carga axial de 24.88 ton-m sollicitado. Por ende, el reforzamiento funciona correctamente.

3.1.10 Análisis estático no lineal Pushover- estructura reforzada

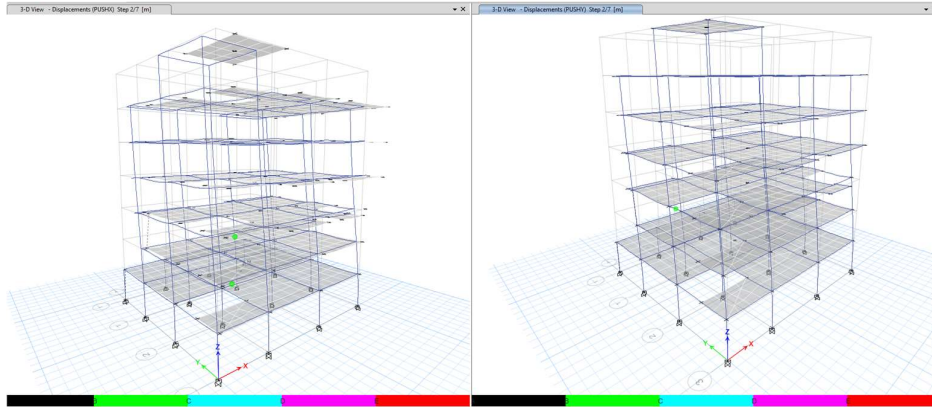
3.1.10.1 Formación de rótulas plásticas

Es relevante conocer la formación de rótulas plásticas para el sentido X y el Y para conocer el comportamiento estructural de la columna.

Figura 49 Formación de rótulas plásticas paso 2.

PUSHX

PUSHY

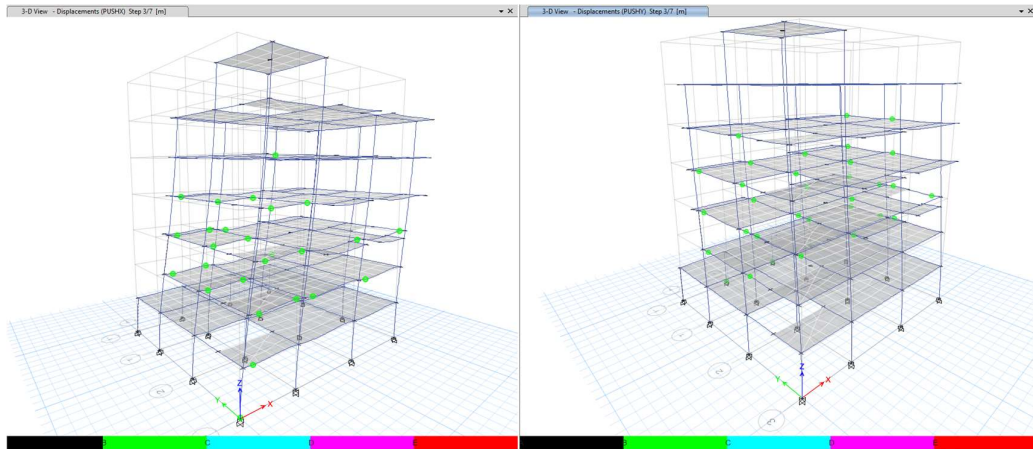


Fuente: Autor

Figura 50 Formación de rótulas plásticas paso 3.

PUSHX

PUSHY

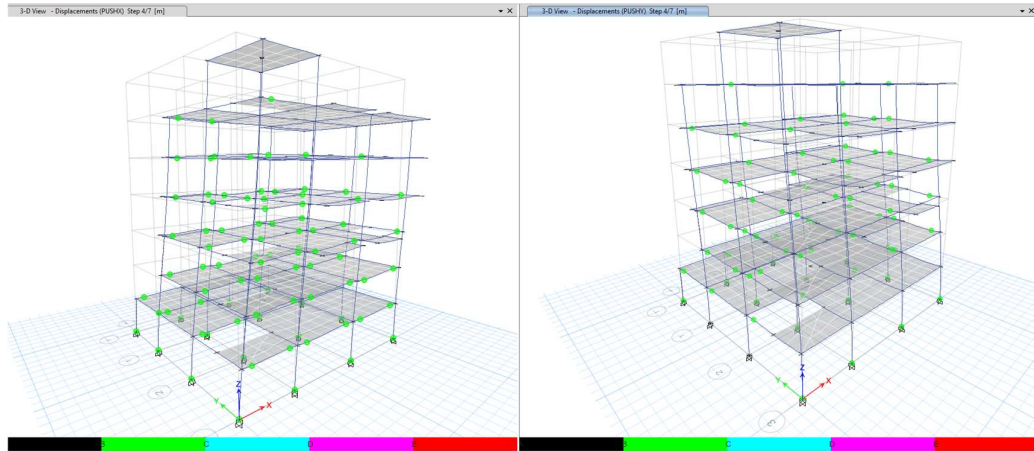


Fuente: Autor

Figura 51 Formación de rótulas plásticas paso 4.

PUSHX

PUSHY

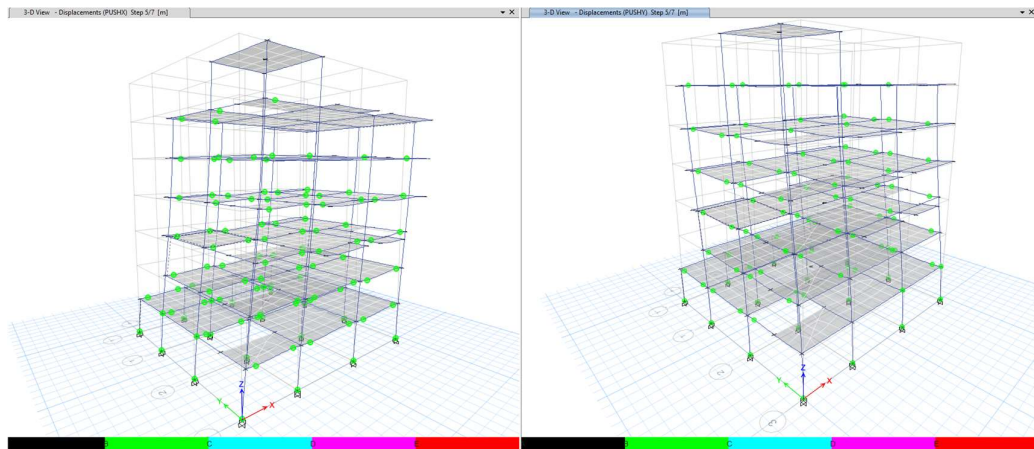


Fuente: Autor

Figura 52 Formación de rótulas plásticas paso 5.

PUSHX

PUSHY

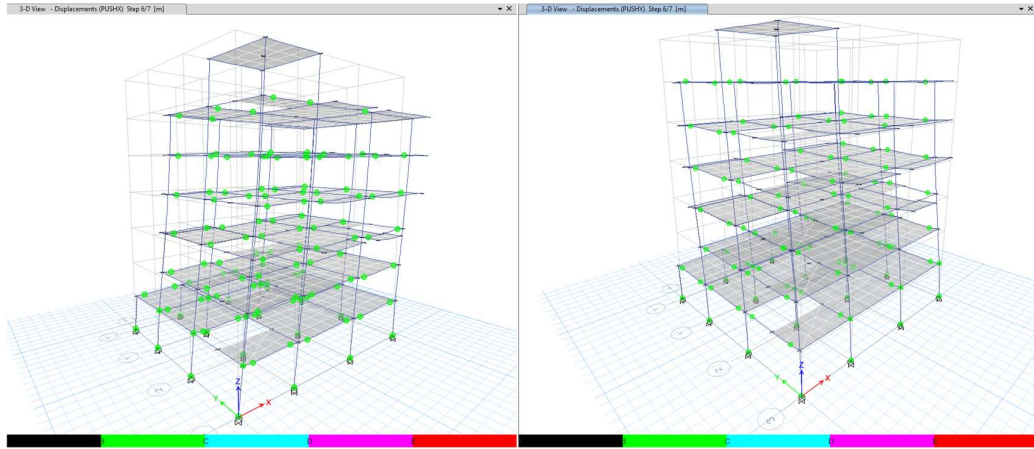


Fuente: Autor

Figura 53 Formación de rótulas plásticas paso 6.

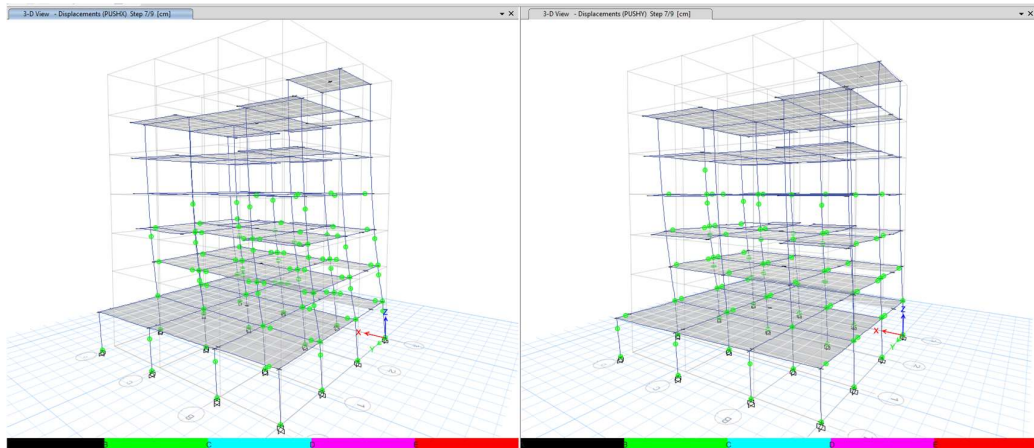
PUSHX

PUSHY



Fuente: Autor

Figura 54 Formación de rótulas plásticas paso 7.



Fuente: Autor

Tabla 45 Cuadro resumen rótulas en el sentido X

PUSHX					
Paso	Nivel de desempeño	Elemento	d (m)	V(TON)	
2	Ocupación inmediata	2 rótulas	Vigas	0.0537	164.96
3	Ocupación inmediata	26 rótulas	Vigas	0.09	276.34
4	Ocupación inmediata	88 rótulas	Vigas	0.132	380.69
			Columnas		
5	Ocupación inmediata	109 rótulas	Vigas	0.169	452.28
			Columnas		
6	Ocupación inmediata	127 rótulas	Vigas	0.207	518.43
			Columnas		

Fuente: Autor

En el sentido X, las primeras rótulas se forma en el paso 2 que cuenta con un desplazamiento de 0.05 m y con un cortante de 164.96 ton en el nivel de ocupación inmediata. Para el paso 3 se forman 26 rótulas en vigas con un desplazamiento de 0.09 m y con un cortante de 276.34 ton en el nivel de ocupación inmediata. Asimismo, para el paso 4 se forman 88 rótulas tanto en vigas y columnas con un desplazamiento de 0.132 m y con un cortante de 380.69 ton en el nivel de ocupación inmediata. Adicionalmente en el paso 5 se forman 109 rótulas en vigas y columnas con un desplazamiento de 0.169 m y una carga de 452.28 ton en el nivel de ocupación inmediata. Finalmente, para el paso 6 hay una formación de 127 rótulas en vigas y columnas con un desplazamiento de 0.207 m y una carga de 518.43 ton en el nivel de ocupación inmediata.

Tabla 46 Cuadro resumen rótulas en el sentido Y

PUSHY					
Paso	Nivel de desempeño	Elemento	d (m)	V(TON)	
2	Ocupación inmediata	1 rótulas	Vigas	0.06	180.49
3	Ocupación inmediata	33 rótulas	Vigas	0.1	275.73
4	Ocupación inmediata	79 rótulas	Vigas	0.134	365.08
			Columnas		
5	Ocupación inmediata	107 rótulas	Vigas	0.175	430.01
			Columnas		
6	Ocupación inmediata	122 rótulas	Vigas	0.21	492.13
			Columnas		

Fuente: Autor

En el sentido Y, la primera rótula se forma en el paso 1 que cuenta con un desplazamiento de 0.06m y con un cortante de 180.49 ton en el nivel de ocupación inmediata. Para el paso 3 se forman 33 rótulas en vigas con un desplazamiento de 0.1 m y con un cortante de 275.73 ton en el nivel de ocupación inmediata. Asimismo, para el paso 4 se forman 79 rótulas tanto en vigas y columnas con un desplazamiento de 0.134 m y con un cortante de 365.08 ton en el nivel de ocupación inmediata. Adicionalmente en el paso 5 se forman 107 rótulas en vigas y columnas con un desplazamiento de 0.175 m y una carga de 430.01 ton en el nivel de ocupación inmediata. Finalmente, para el paso 6 hay una formación de 122 rótulas en vigas y columnas con un desplazamiento de 0.21 m y una carga de 492.13 ton en el nivel de ocupación inmediata.

3.1.10.2 Evaluación del desempeño sísmico -ASCE/SEI 41-13

A continuación, se muestran las siguientes figuras con respecto a la respuesta de la estructura con diferentes tipos de amenaza sísmica para las direcciones en X y Y

- **Dirección en X**

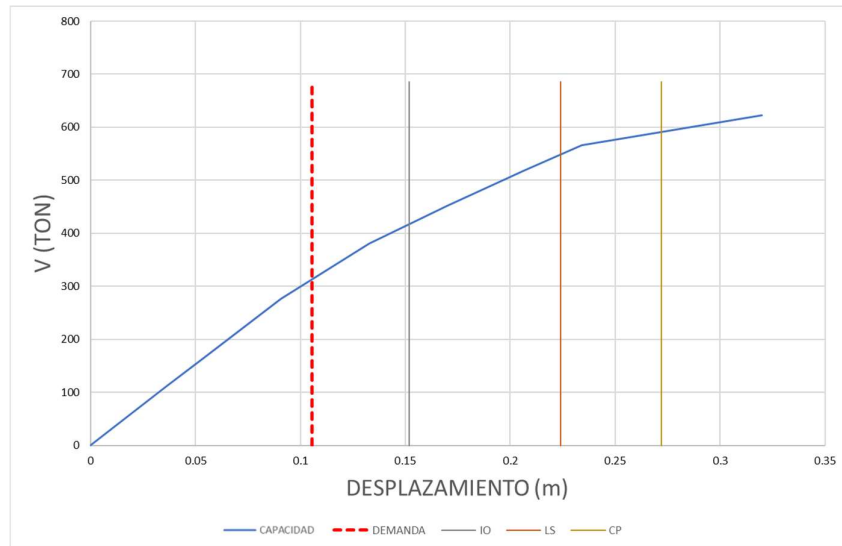
Tabla 47 Cuadro resumen-solicitaciones ante diferentes amenazas sísmica-Pushover

X

	dy	dd	du
<i>FREC</i>	0.07973	0.10567	0.32
<i>OCAS</i>	0.08344	0.12668	0.32
<i>RARO</i>	0.10665	0.21222	0.32
<i>COLEG</i>	0.00000	0.00000	0.32
<i>MUY RARO</i>	0.10912	0.26540	0.32

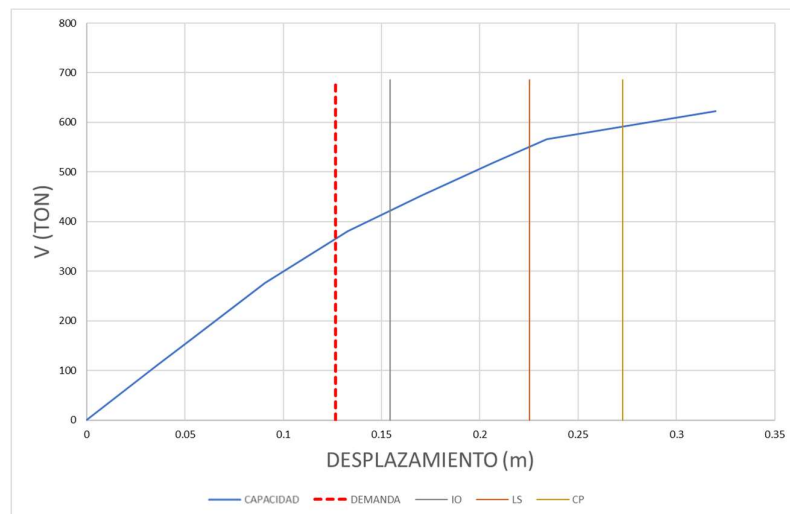
Fuente: Autor

Figura 55 Niveles de desempeño obtenidos ante un Sismo Frecuente según ASCE/SEI 41-13



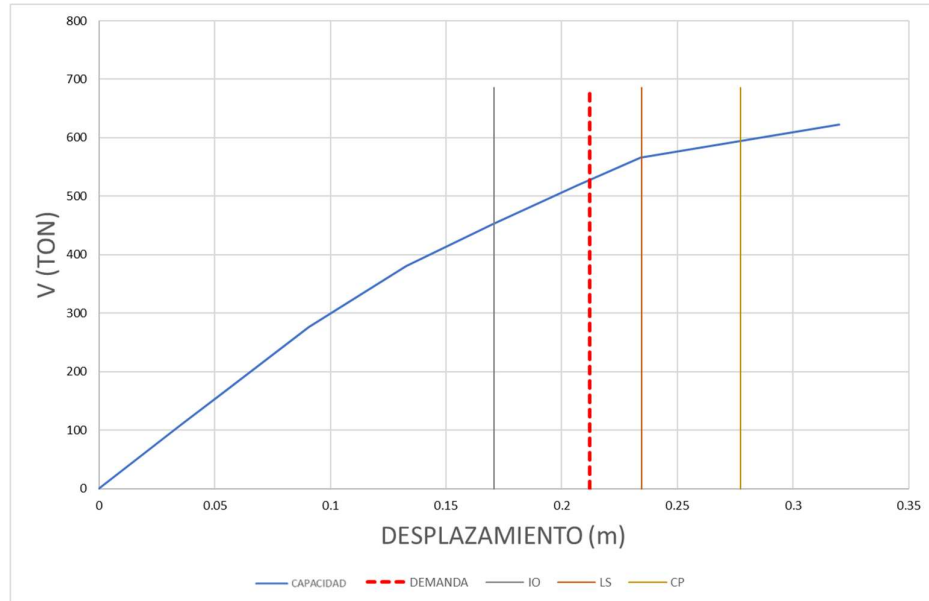
Fuente: Autor

Figura 56 Niveles de desempeño obtenidos ante un Sismo Ocasional según ASCE/SEI 41-13



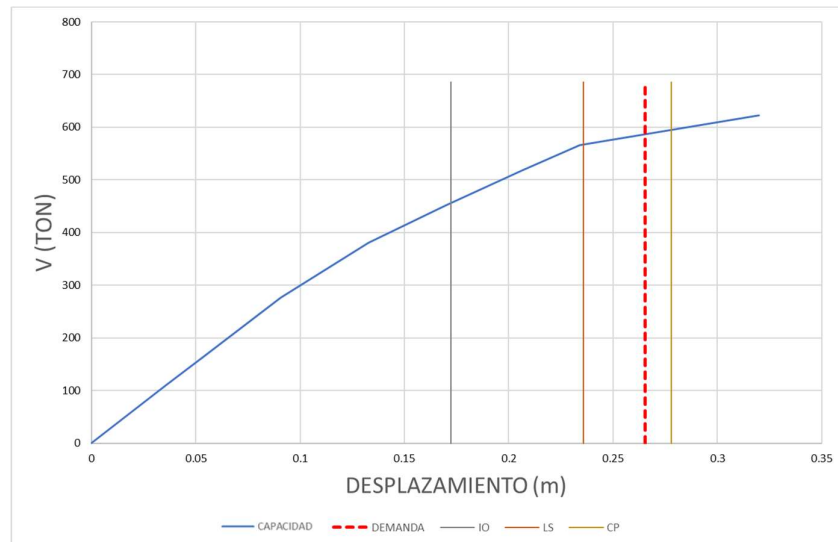
Fuente: Autor

Figura 57 Niveles de desempeño obtenidos ante un Sismo Raro según ASCE/SEI 41-13



Fuente: Autor

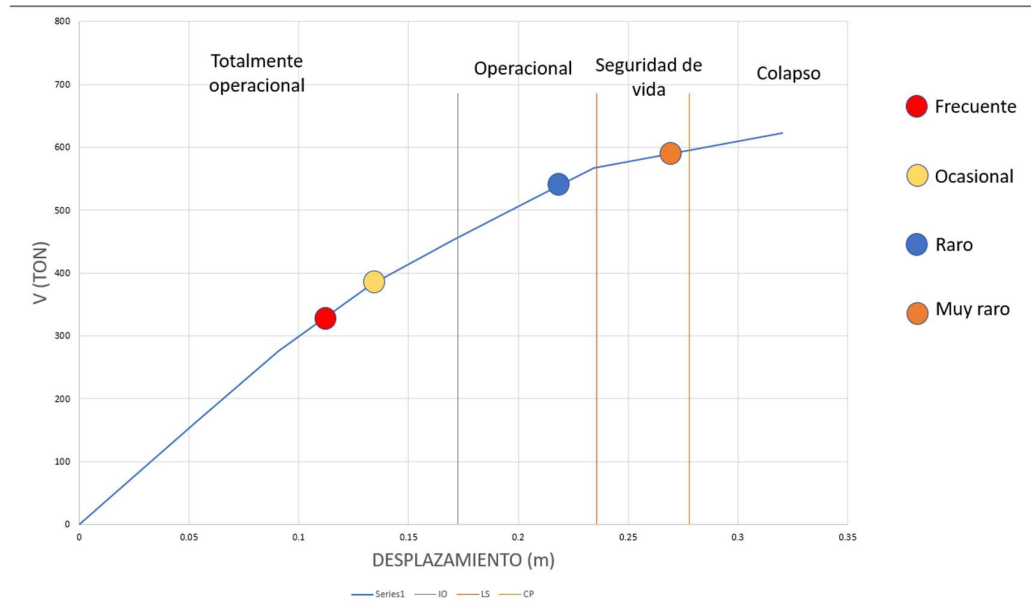
Figura 58 Niveles de desempeño obtenidos ante un Sismo Muy Raro según ASCE/SEI 41-13



Fuente: Autor

Acerca de los niveles de desempeño como se puede observar en las figuras en dirección X, con respecto al sismo frecuente y ocasional estos se encuentran a un nivel totalmente operacional (IO), mientras que para un sismo raro está en categoría de operacional (IO) y finalmente para un sismo muy raro este se encuentra en la categoría de seguridad de vida (LS).

Figura 59 Niveles de desempeño X



Fuente: Autor

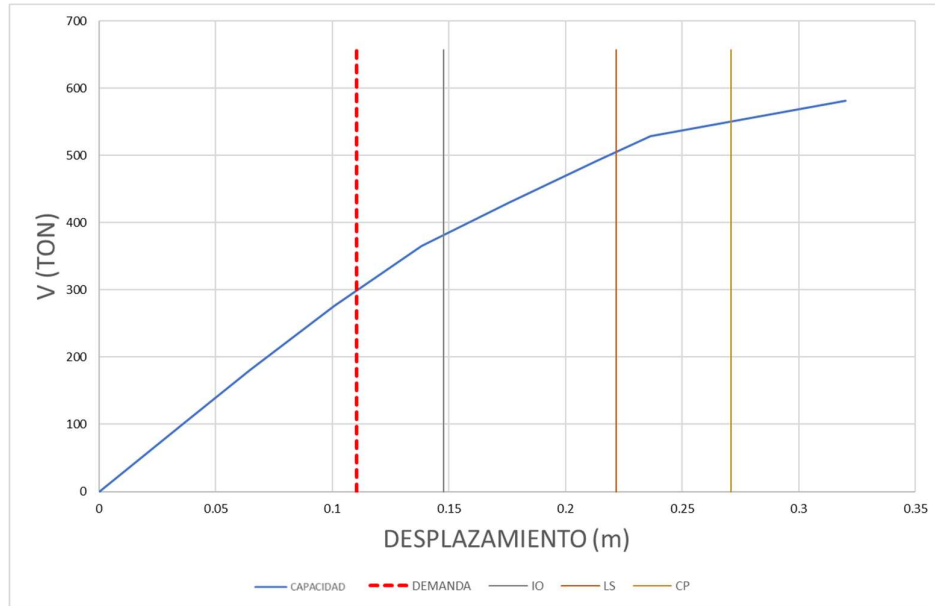
- **Dirección en Y**

Tabla 48 Cuadro resumen -solicitaciones ante diferentes amenazas sísmica -Pushover

Y

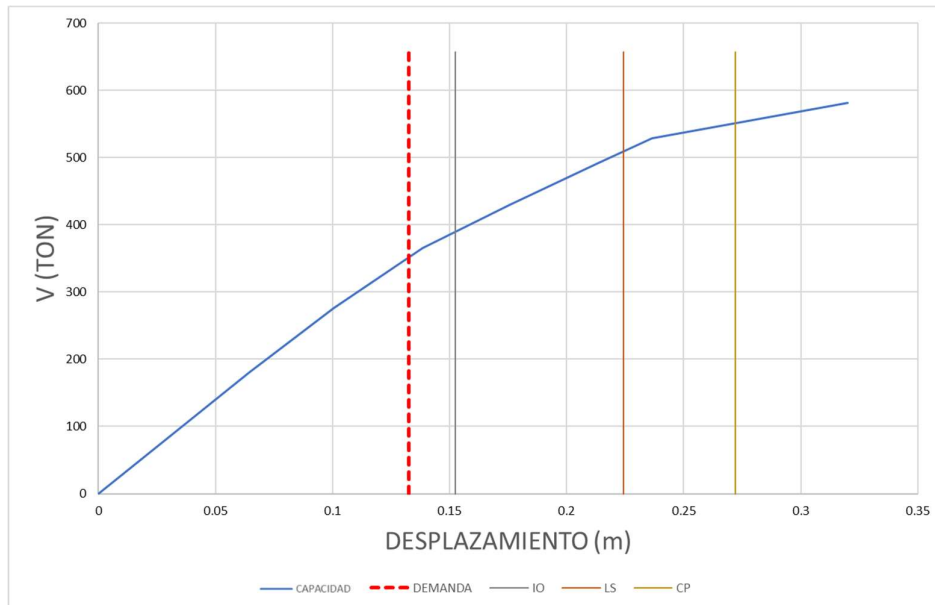
	dy	dd
FREC	0.07408	0.11029
OCAS	0.08061	0.13271
RARO	0.11341	0.22220
MUY RARO	0.11517	0.25600

Figura 60 Niveles de desempeño obtenidos ante un Sismo Frecuente según ASCE/SEI 41-13



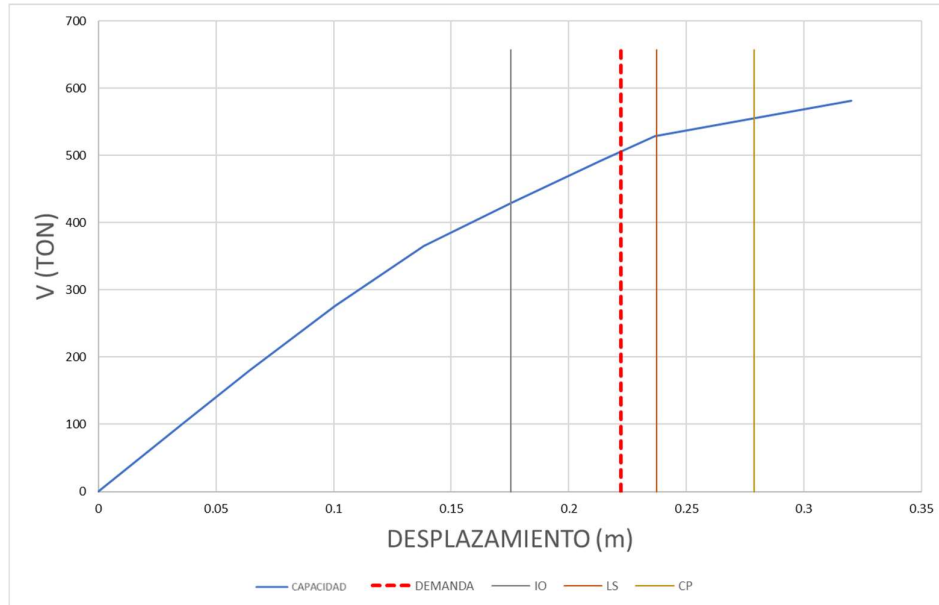
Fuente: Autor

Figura 61 Niveles de desempeño obtenidos ante un Sismo Ocasional según ASCE/SEI 41-13



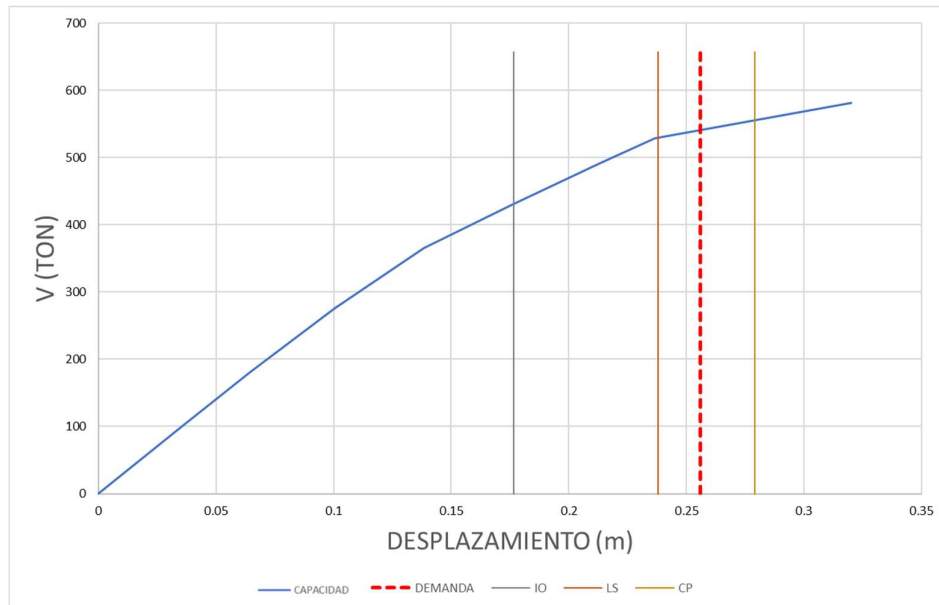
Fuente: Autor

Figura 62 Niveles de desempeño obtenidos ante un Sismo Raro según ASCE/SEI 41-13



Fuente: Autor

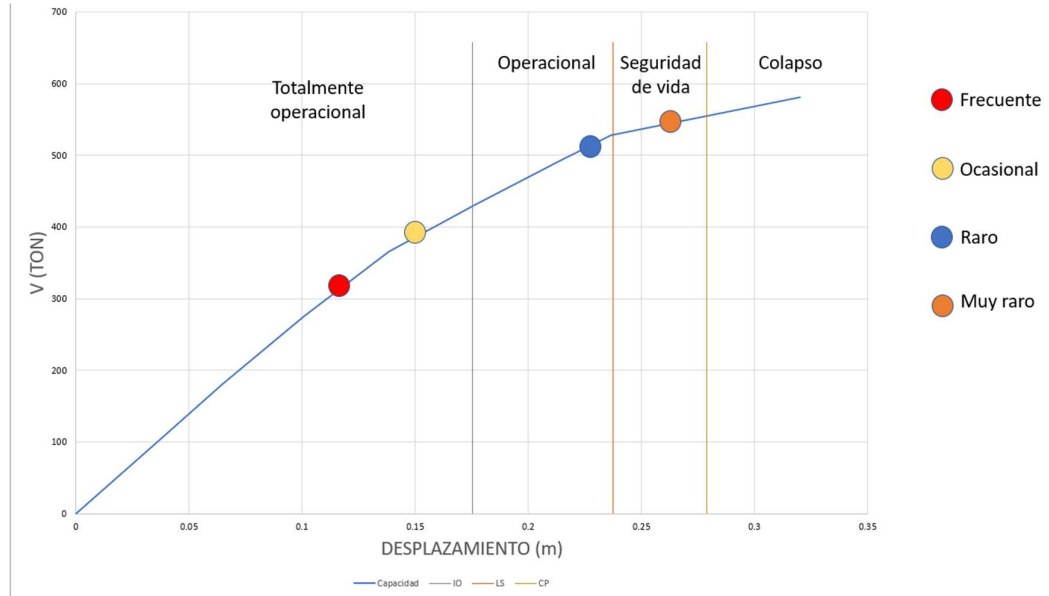
Figura 63 Niveles de desempeño obtenidos ante un Sismo Muy Raro según ASCE/SEI 41-13



Fuente: Autor

Acerca de los niveles de desempeño como se puede observar en las figuras en dirección Y, con respecto al sismo frecuente y ocasional estos se encuentran a un nivel totalmente operacional (IO), mientras que para un sismo raro está en categoría de operacional (IO) y finalmente para un sismo muy raro este se encuentra en la categoría de seguridad de vida (LS).

Figura 64 Niveles de desempeño Y



Fuente: Autor

CAPITULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Conclusiones

- En base al ensayo con el martillo esclerométrico, se definió que la resistencia del hormigón para vigas y columnas es de 221 kg/cm², siendo un valor cercano a 210 kg/cm² descrito en los planos estructurales.
- Conforme a definiciones de la NEC y a los estudios que se han realizado en el parque de la laguna, se clasificó para el suelo del sitio de estudio como tipo D, definiéndolo como una arena limosa mal graduada.
- En base al análisis lineal de la edificación, se concluye que la capacidad de las columnas es insuficiente, puesto que, con la combinación de cargas estáticas y dinámicas, las columnas trabajan al 2.01 de su capacidad, es decir trabajan más del 100% de lo recomendado.
- Respecto a las derivas inelásticas de piso en el nivel +2.70, su valor es de 4.21% por lo que no cumple con la norma que establece el 2% como máximo, por lo que es necesario un reforzamiento para su estabilización.
- En base al análisis lineal de la edificación, se define que el periodo de la estructura calculada en el programa es de 1.20 seg. sobrepasando la establecida en el cálculo que es de 1.01 seg. Igualmente, las rotaciones presentan el 2% en el primer modo y el 14% en el segundo modo definiéndolas como traslaciones por lo que no existe problemas de torsión.
- En base al análisis estático no lineal, los niveles de desempeño críticos que estos presentan en el sentido x para un Sismo Frecuente se encuentran totalmente operacional, para Sismo Ocasional está totalmente operacional, para un Sismo raro se encuentra en seguridad de vida y finalmente para un Sismo Muy Raro se encuentra en prevención de colapso.
- En base al análisis lineal de la edificación con reforzamiento, se concluye que la demanda para columnas se abastece con la combinación de cargas estáticas y dinámicas a razón de que la capacidad más crítica de las columnas de la primera planta trabaja al 0.9. Adicionalmente las derivas de piso

tienden a tener una deriva crítica inelástica del 2% por lo que cumple al límite de la norma que es el 2%, indicando que el reforzamiento es óptimo.

- En base al análisis lineal de la edificación con reforzamiento, se define que el periodo de la estructura calculada en el programa es de 0.96 seg. cumpliendo el valor establecido de 1.01 seg. De la misma manera las rotaciones presentan el 0% en el primer modo y el 14% en el segundo modo definiéndolas como traslaciones por lo que no existe problemas de torsión.
- Para la estructura reforzada el análisis no lineal indica que los niveles de desempeño críticos presentan en el sentido x para los Sismos Frecuente y Ocasional se encuentran totalmente operacional, para Sismo raro es totalmente operacional, y para un Sismo Muy Raro la estructura se encuentra en seguridad de vida, por lo que para objetivos de ocupación básica la edificación cumple los parámetros establecidos en la norma.
- Se definió como método de reforzamiento de columnas el recrecido de hormigón. Actualmente las columnas tienen una sección de 40x40 cm, con 8 aceros de 16mm, mientras que con la propuesta de reforzamiento la nueva sección de columnas es de 60x60 cm, adicionalmente con 4 aceros de 22mm en las esquinas y 12 aceros de 20mm dispuestos longitudinalmente. La propuesta de reforzamiento se la realizó en todos los niveles de la edificación.
- Las vigas no requieren reforzamiento local, puesto que su comportamiento es óptimo.

4.2 Recomendaciones

- Se recomienda utilizar diferentes metodologías para estimar la resistencia del concreto tales como la curva de regresión para la estimación del f'_c y así obtener mejores resultados.
- Se recomienda analizar la ductilidad de la edificación para cada tipo de reforzamiento en base a su comportamiento sísmico con el objetivo de contar con una buena respuesta sísmica en la estructura.
- Se recomienda realizar un estudio del reforzamiento de la estructura, tanto para nivel de elemento como a nivel global para que cumpla con los requisitos normativos.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] H. Maros y S. Juniar, *Estudio de la vulnerabilidad sísmica en Guayaquil*. 2021.
- [2] R. Aguiar y R. Alicia, *Microzonificación sísmica de Ambato*. 2018.
- [3] Gutiérrez D, «ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE CIENCIAS APLICADAS DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO, CAMPUS HUACHI», Universidad Técnica de Ambato, Ambato, 2022. [En línea]. Disponible en: <https://repositorio.uta.edu.ec/jspui/handle/123456789/35953>
- [4] B. E. Bedon Bassantes, «Análisis Estructural Del Desempeño Sísmico Del Edificio De Administración De Empresas, Bloque 1, De La Facultad De Ciencias Administrativas Mediante La Medición De Vibraciones.», Universidad Técnica de Ambato, 2021. [En línea]. Disponible en: <https://repositorio.uta.edu.ec/jspui/handle/123456789/33081>
- [5] P. A. Arteaga Mora, «Estudio de vulnerabilidad sísmica, rehabilitación y evaluación del índice de daño de una edificación perteneciente al patrimonio central edificado en la ciudad de Cuenca - Ecuador», p. 95, 2016.
- [6] Comité Ejecutivo de la norma Ecuatoriana de la construcción, *Norma Ecuatoriana de la Construcción - NEC: NEC-SE-RE (Riesgo sísmico)*, vol. 1. 2014.
- [7] F. Cobos, «"ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO CAMPUS HUACHI"», 2017, [En línea]. Disponible en: <https://repositorio.uta.edu.ec/handle/123456789/8322>
- [8] Comité Ejecutivo de la norma Ecuatoriana de la construcción, *NEC: Peligro sísmico. Diseño sísmo resistente*. 2015.
- [9] A. del R. BUENO, «PATOLOGÍA, REPARACIÓN Y REFUERZO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO DE EDIFICACIÓN», *Una Hist. India Mod.*, pp. 245-314, 2019, doi: 10.2307/j.ctvggx4m1.9.

- [10] I. S. PAREDES VALLE y B. A. PACHAR ROMERO, *Estudio De La Vulnerabilidad Sísmica De Las Ocho Estructuras Del Midena, Mediante La Metodología Fema P-154, Y Propuesta De Reforzamiento Estructural En La Edificación Más Vulnerable*. 2019. [En línea]. Disponible en: <http://repositorio.espe.edu.ec/handle/21000/21367>
- [11] T. E. Union, «European Standard», 2004. [En línea]. Disponible en: <https://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2015/02/en.1998.1.2004.pdf>
- [12] B. Lizundia *et al.*, «Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards: FEMA 154 and FEMA 155 updates», *NCEE 2014 - 10th U.S. Natl. Conf. Earthq. Eng. Front. Earthq. Eng.*, n.º January, 2014, doi: 10.4231/D3M90238V.
- [13] Moran Jerry, «Universidad De Guayaquil Tutor»:., 2019. [En línea]. Disponible en: <http://repositorio.ug.edu.ec/bitstream/redug/41488/1/T-ZAMBRANO ZAMBRANO JOSSELYN JAMILE.pdf>
- [14] S. de G. de Riesgos, «y rehabilitación de estructuras », 2015.
- [15] F. Karina, «ESTUDIO DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA EL SECTOR DE CELIANO MONGE DEL CANTÓN AMBATO», *Bitkom Res.*, vol. 63, n.º 2, 2018, [En línea]. Disponible en: http://forschungsunion.de/pdf/industrie_4_0_umsetzungsempfehlungen.pdf%0Ahttps://www.dfki.de/fileadmin/user_upload/import/9744_171012-KI-Gipfelpapier-online.pdf%0Ahttps://www.bitkom.org/sites/default/files/pdf/Presse/Anhaenge-an-PIs/2018/180607-Bitkom
- [16] N. Luis, «DISEÑO POR DESEMPEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO MEDIANTE LOS CÓDIGOS FEMA, UTILIZANDO ETABS», 2011.
- [17] Y. F. Vargas, L. G. Pujades, A. H. Barbat, y J. E. Hurtado, «Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico de edificios de hormigón armado», *Rev. Int. Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ing.*, vol. 29, n.º 2, pp. 63-78, abr. 2013, doi: 10.1016/J.RIMNI.2013.04.003.

- [18] P. Cárdenas Mesías y V. Talmatch González, «Comparación Técnica De Estructuras Metálicas, Analizadas Mediante El Método Lineal De Segundo Orden Y Análisis Estático No Lineal (Pushover)», *J. Chem. Inf. Model.*, vol. 53, n.º 9, pp. 1689-1699, 2017, [En línea]. Disponible en: <http://repositorio.puce.edu.ec/handle/22000/12309>
- [19] J. Choque y E. Luque, «Análisis estático no lineal y evaluación del desempeño sísmico de edificios de 8 niveles diseñado con la norma E.03», p. 349, 2019, [En línea]. Disponible en: <http://repositorio.unsa.edu.pe/handle/UNSA/8866>
- [20] R. Medina, J. Music, R. Medina, y J. Music, «Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena», *Obras y Proy.*, n.º 23, pp. 63-77, jun. 2018, doi: 10.4067/s0718-28132018000100063.
- [21] ATC-40, «Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings volume 1 ATC-40», *ATC 40, Appl. Technol. Counc.*, vol. 1, p. 334, 1996.
- [22] S. V. Pilay Edwin, «CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA Y MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA EN EL ÁREA URBANA DE LA CIUDAD DE PELILEO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA», UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA, 2019. [En línea]. Disponible en: <https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/4771/1/UPSE-TIC-2019-0001.pdf>
- [23] American Society of Testing Materials (ASTM C805/C805M-18), «(ASTM C805/C805M-18) Método de ensayo: Determinación del número de rebote en concreto endurecido.», n.º 502, p. 4, 2018.
- [24] E. Diego, A. Valencia, E. Luis, y F. Guevara, *Cargas (no sísmicas)*.

ANEXOS

5.1 Anexo N° 1 Fotografías

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECANICA CARRERA DE INGENIERIA CIVIL	
Fotografía 1	Fotografía 2
	
Descripción: Verificación de dimensiones en columnas.	Descripción: Verificación de distancias entre elementos estructurales
Fotografía 3	Fotografía 4
	
Descripción: Ensayo esclerométrico	Descripción: Armado longitudinal en columna

Fotografía 5	Fotografía 6
	
Descripción: Secciones de vigas y columnas.	Descripción: Verificación de niveles entre piso.

5.2 Anexo N° 2 Secciones y propiedades de elementos estructurales utilizados en el programa

Tabla 49 Propiedades del acero de refuerzo

TABLE: Material Properties - Summary					
Name	Type	E	ν	Unit Weight	Design Strengths
		kgf/cm ²		kgf/cm ²	
fy=4200kg/cm ²	Rebar	2038901.92	0.3	0.00785	Fy=4200 kgf/cm ² Fu=5624.56 kgf/cm ²

Fuente: Autor

5.2.1.1.1 SECCIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Tabla 50 Secciones de elementos en la estructura

TABLE: Frame Sections - Summary		
Name	Material	Shape
Columna 40x40	f _c =210kg/cm ²	Concrete Rectangular
Viga 30x35	f _c =210kg/cm ²	Concrete Rectangular
Viga 30x40	f _c =210kg/cm ²	Concrete Rectangular

Fuente: Autor

5.2.1.1.2 SECCIONES DE ELEMENTOS TIPO PLACA

Tabla 51 Losa de concreto

TABLE: Area Section Property Definitions - Summary				
Name	Type	Element Type	Material	Total Thickness m
Losa20cm	Slab	Shell Thick	f'c=210kg/cm ²	0.20

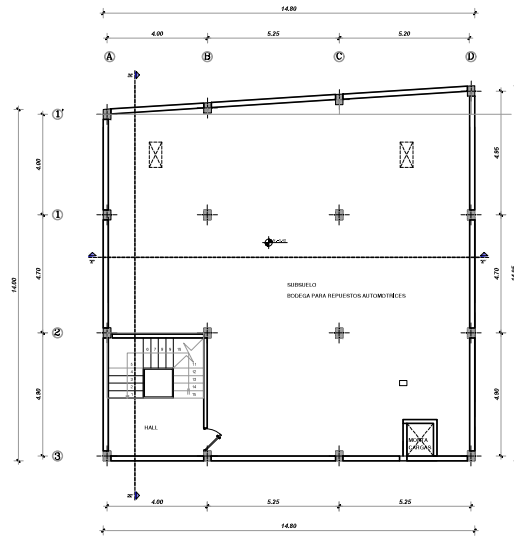
Fuente: Autor

5.3 Anexo N° 3 Planos arquitectónicos, estructurales y propuesta de reforzamiento

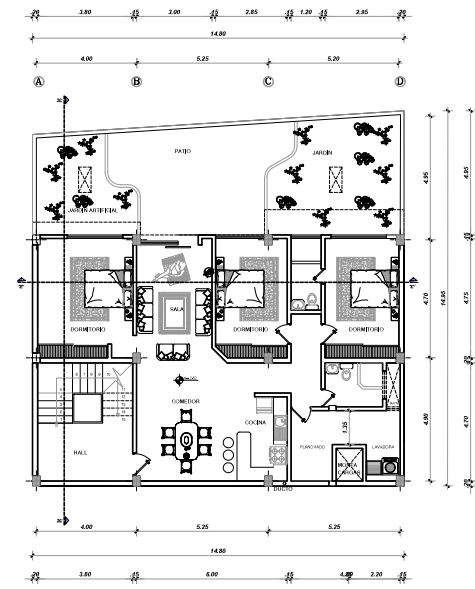
PLANOS ARQUITÉCTONICOS Y ESTRUCTURALES



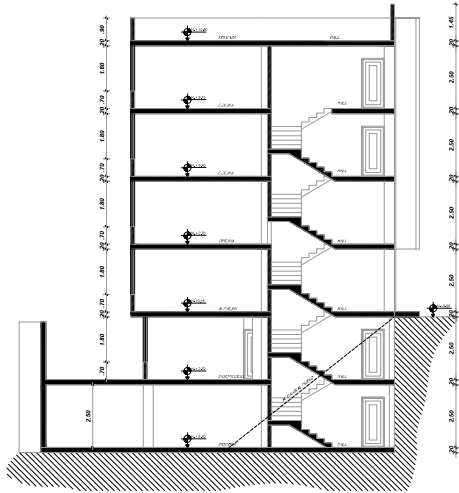
FACHADA FRONTAL
ESC. 1:100



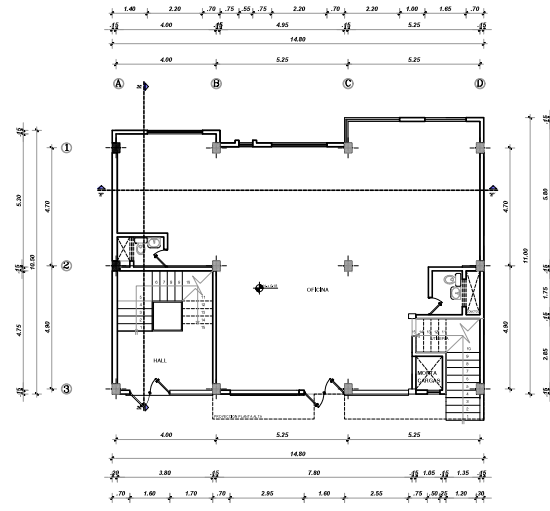
SUBSUELO NIVEL - 0.40
ESC. 1:100



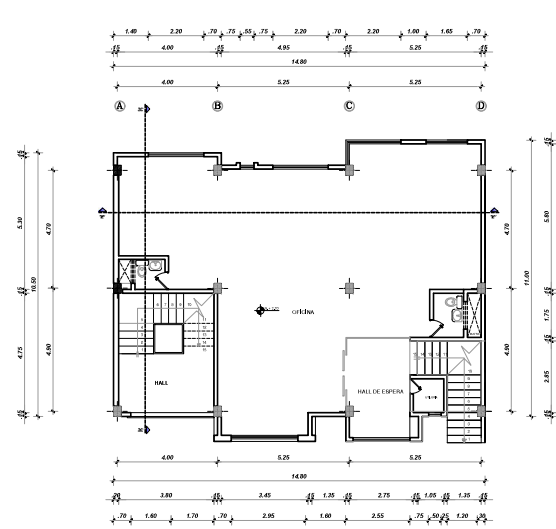
DEPARTAMENTO NIVEL - 2.52
ESC. 1:100



CORTE XX
ESC. 1:100



OFICINA NIVEL + 0.18
ESC. 1:100



OFICINA NIVEL + 2.70
ESC. 1:100

SELOS MUNICIPALES

ARQ. LUIS POAQUIZA MEJIA
 DISEÑO PLANIFICACION Y CONSTRUCCION
 EQUIPO Y ENCOFRADO METALICO PARA LOSAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL - UNIV. DE LOS ANDES

PROYECTO EJECUTIVO:
 MAYRA TERESA CARRILLO MARTINEZ

CONTIENE:

- FACHADA FRONTAL
- CORTE XX
- PLANTA NIVEL - 0.40
- PLANTA NIVEL - 2.52
- PLANTA NIVEL + 0.18
- PLANTA NIVEL + 2.70

PROYECTO:
 ARQ. LUIS SEGUNDO POAQUIZA MEJIA
 R.M. 922 L.P.T.1111

REGISTRO TECNICO:
 ING. IVAN RODRIGO LARA CASTRO
 R.M. 922 L.P.T. 2008

PROPIETARIO:
 MAYRA TERESA CARRILLO MARTINEZ

Nombre del Propietario	CARRILLO M. MAYRA TERESA
Clave catastro	51031800000
Fecha P.A.P.	28 MARCO 2012
Plataforma Pieza	P1 P103
Código	OD16 - 75
Uso Principal	MULTIPLE
Forma de Implantación	D - CONTINUA SIN RETIRO
Parqueo	LA MATRIZ
Calle	AV. GONZALEZ SUAREZ
Area del terreno	584.65 m ²

DIBUJO: EDGAR M PEREZ Y LAMINA: **01**

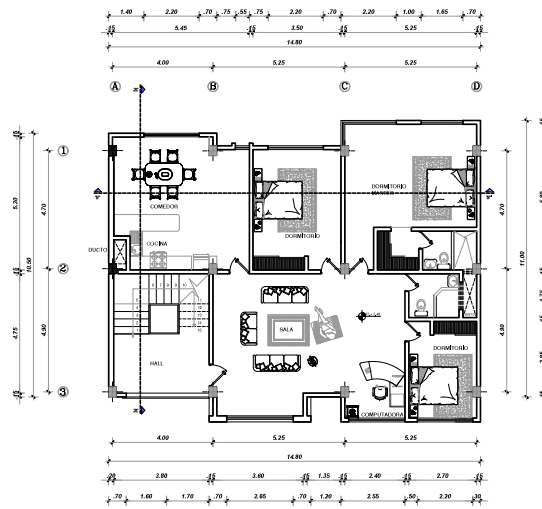
FECHA: 01 DE ENERO 2013

ESCALA: INDICADAS DE: **03**



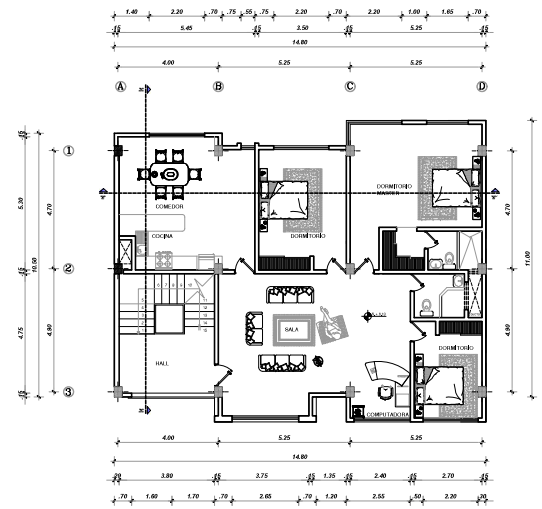
FACHADA POSTERIOR

ESC: 1:100



DEPARTAMENTO NIVEL +5.40

ESC: 1:100



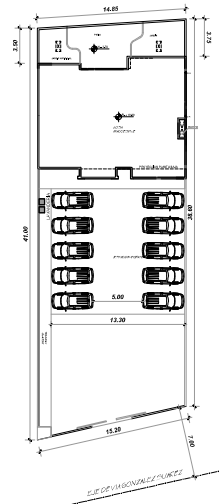
DEPARTAMENTO NIVEL +8.10

ESC: 1:100



CORTE YY

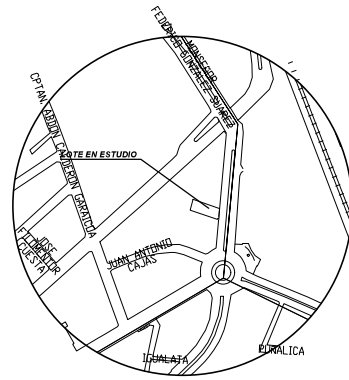
ESC: 1:100



IMPLANTACION

ESC: 1:250

NO.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
1	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
2	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
3	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
4	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
5	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
6	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
7	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
8	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
9	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
10	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
11	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
12	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
13	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
14	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
15	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
16	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
17	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
18	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
19	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
20	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
21	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
22	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
23	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
24	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
25	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
26	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
27	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
28	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
29	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
30	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
31	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
32	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
33	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
34	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
35	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
36	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
37	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
38	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
39	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
40	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
41	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
42	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
43	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
44	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
45	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
46	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
47	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
48	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
49	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000
50	TRABAJO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA	1	1	10000000	10000000



UBICACION

ESC: 1:50

SELLOS MUNICIPALES

CONSTRUCTORA
ARQ. LUIS POAQUIZA MEJIA
 DISEÑO, PLANNING Y CONSTRUCCION
 EQUIPO Y ENCOFRADO METALICO PARA LOSAS

PROYECTO EFICAZ:
 MAYRA TERESA CARRILLO MARTINEZ

CONTIENE:
 • PLANO DEL DEPARTAMENTO + 5.40
 • PLANO DEL DEPARTAMENTO + 8.10
 • FACHADA POSTERIOR
 • CORTE YY
 • IMPLANTACION
 • UBICACION

PROYECTO:
 ARQ. LUIS SEGUNDO POAQUIZA MEJIA
 R.M. 982 L.P.T 171

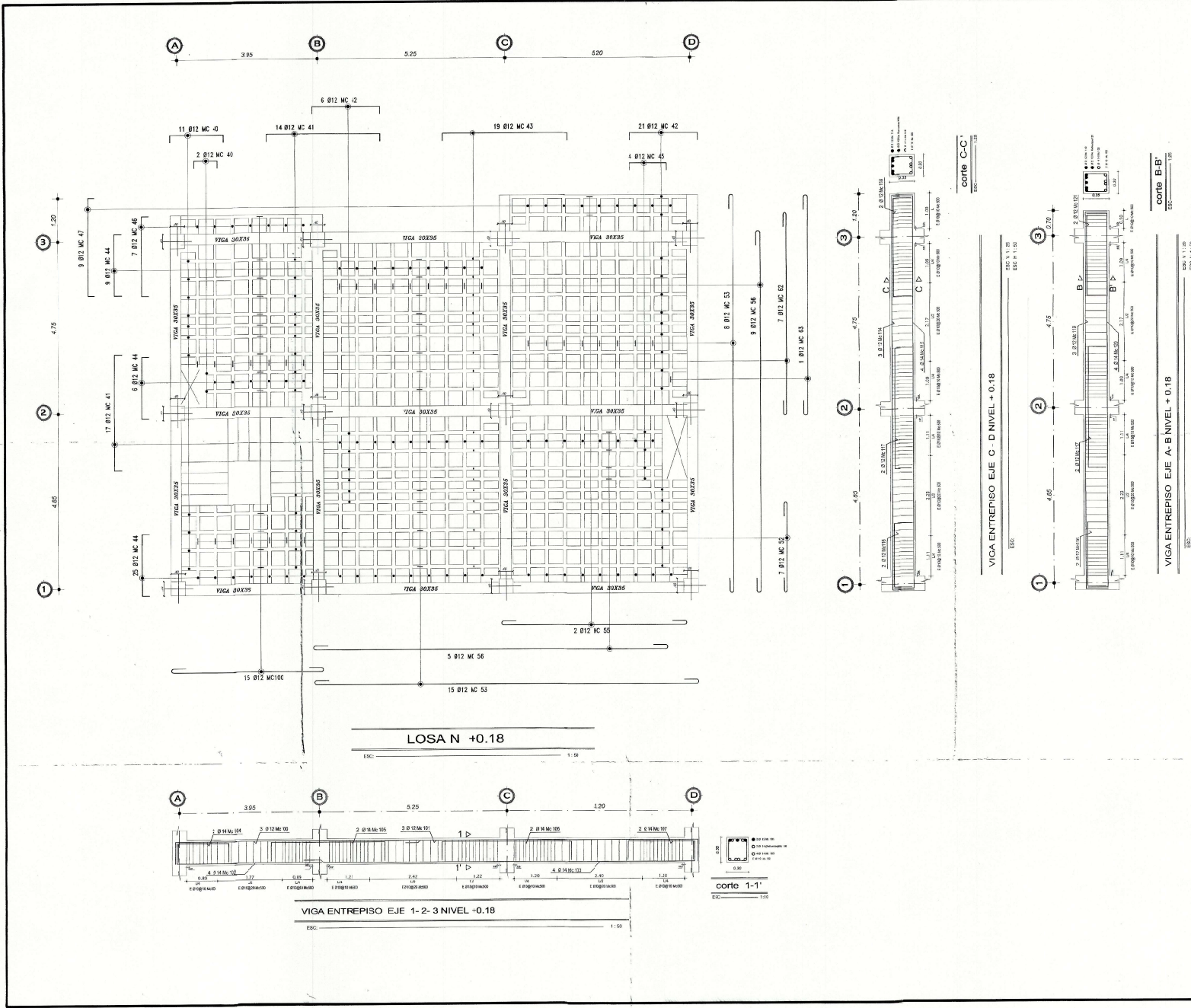
RECTOR TECNICA:
 ING. IVAN RODRIGO LARA CASTRO
 R.M. 2088 L.P.T 28 - 2099

PROYECTADO:
 MAYRA TERESA CARRILLO MARTINEZ

Nombre del Propietario:	CARRILLO M. MAYRA TERESA
Cécula catastral:	01031800000
Fecha F.N.P.:	28 MARZO 2012
Plataforma Plaza:	21 PLAZA
Código:	0215 - 75
Uso Principal:	MULTIPLE
Forma de Implantación:	15 - CONTINUA SIN RETIRO
Parroquia:	LA MARITRIZ
Calle:	AV. GONZALEZ SUAREZ
Area del terreno:	536.02 m2

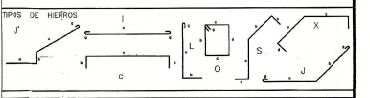
DIBUJO: EDGAR M PEREZ Y LAMINA: **02**
 FECHA: 01 DE ENERO 2012
 ESCALA: INDICADAS DE: **03**

#10885



PLANILLA CALCULADA DE ACEROS

No	TIPO	N°	DIMENSIONES m				LONGITUD COMEN	LONGITUD CORTE	LONGI	N°	OBSERVACIONES
			a	b	c	d					
40	C	12	11	175	0.13		2.00	12	2		
41	C	12	21	520	0.16		3.60	12	6		
42	C	12	23	190	0.10		2.10	12	4		
43	C	12	19	520	0.16		3.70	12	6		
44	C	12	49	170	0.15		2.00	12	7		
45	C	12	4	100	0.10		1.30	12	1		
46	C	12	7	220	0.10		2.40	12	1		
47	C	12	9	270	0.15		3.00	12	1		
48	C	12	2	120	0.15		1.00	12	1		
49	I	12	7	240		0.10	2.80	12	1		
50	I	12	23	1670		0.15	11.00	12	21		
51	I	12	19	420		0.15	4.40	12	6		
52	I	12	2	520		0.15	3.60	12	1		
53	I	12	5	590		0.15	10.10	12	4		
54	I	12	7	550		0.15	6.70	12	3		
55	I	12	1	600		0.15	6.20	12	1		
VIGAS N° 48											
100	L	12	9	690	0.10		7.00	12	5		
101	L	12	9	600	0.10		6.10	12	6		
102	L	14	12	430	0.10		4.40	12	4		
103	L	14	12	560	0.10		10.70	12	11		
104	L	14	8	340	0.10		5.00	12	5		
105	C	14	6	240	0.10		3.60	12	3		
106	C	14	6	570	0.15		4.00	12	2		
107	C	14	6	180	0.10		2.10	12	1		
108	C	14	6	330	0.10		11.10	12	6		
109	C	14	8	330	0.10		11.10	12	7		
110	C	12	8	178	0.13		2.00	12	1		
111	C	12	8	540	0.13		3.80	12	2		
112	C	12	4	235	0.13		3.00	12	1		
113	C	12	6	330	0.10		10.60	12	2		
114	C	14	8	330	0.10		10.60	12	2		
115	C	12	4	220	0.10		2.40	12	1		
116	C	10	10	620	0.30		1.30	12	53		



RESUMEN DE HIERROS		ESPECIFIC. TECNICAS		
HIERRO	$f_y=2800 \text{ Kg/cm}^2$	$f_c=150 \text{ Kg/cm}^2$	EL DISEÑO DE HORMIGON ARMADO CUMPLE CON LAS NORMAS Y RECOMENDACIONES DE C.C.	
ALAMBRADO	B22	BOQUES 640 X 20 X 15	REQUISITOS MINIMOS	
REPLANILLO	$F=190 \text{ Kg/cm}^2$		DIAMETRO (mm)	LONGITUD (cm)
PUNTOS	$F=210 \text{ Kg/cm}^2$		8	40
VIGAS, LOSAS,			10	40
CIGENAS Y COLUMNAS	$F=210 \text{ Kg/cm}^2$		12	50
			14	60

PROYECTO EDIFICIO MAYRACARRILLO

CARPE CATASTRAL: CUJ

DISEÑO ESTRUCTURAL

UNICION: CANTON AMBATO SECTOR LA CAMANDA

CLIENTE: PROPIETARIO

PROYECTISTA: MAIRA TERESA CARRILLO BARTINEZ

CONTIENE: LOSA Y VIGAS NIVEL +0.18

ESCALA: INDICADAS

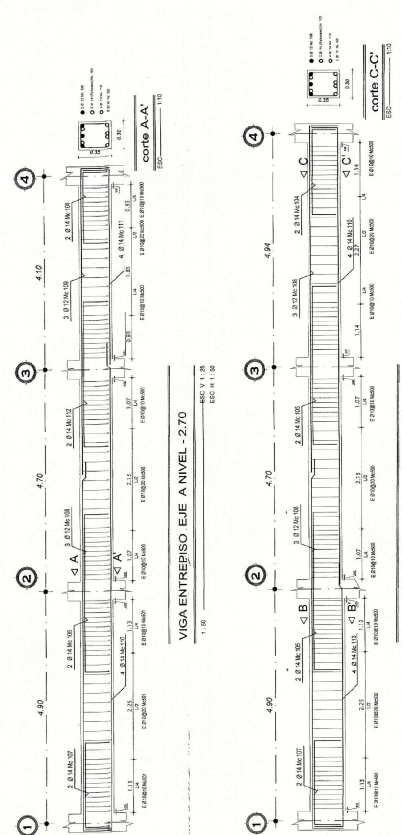
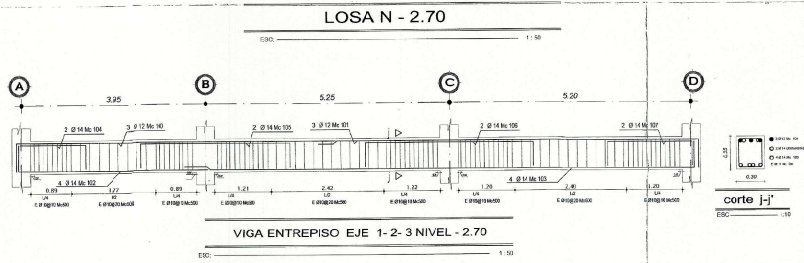
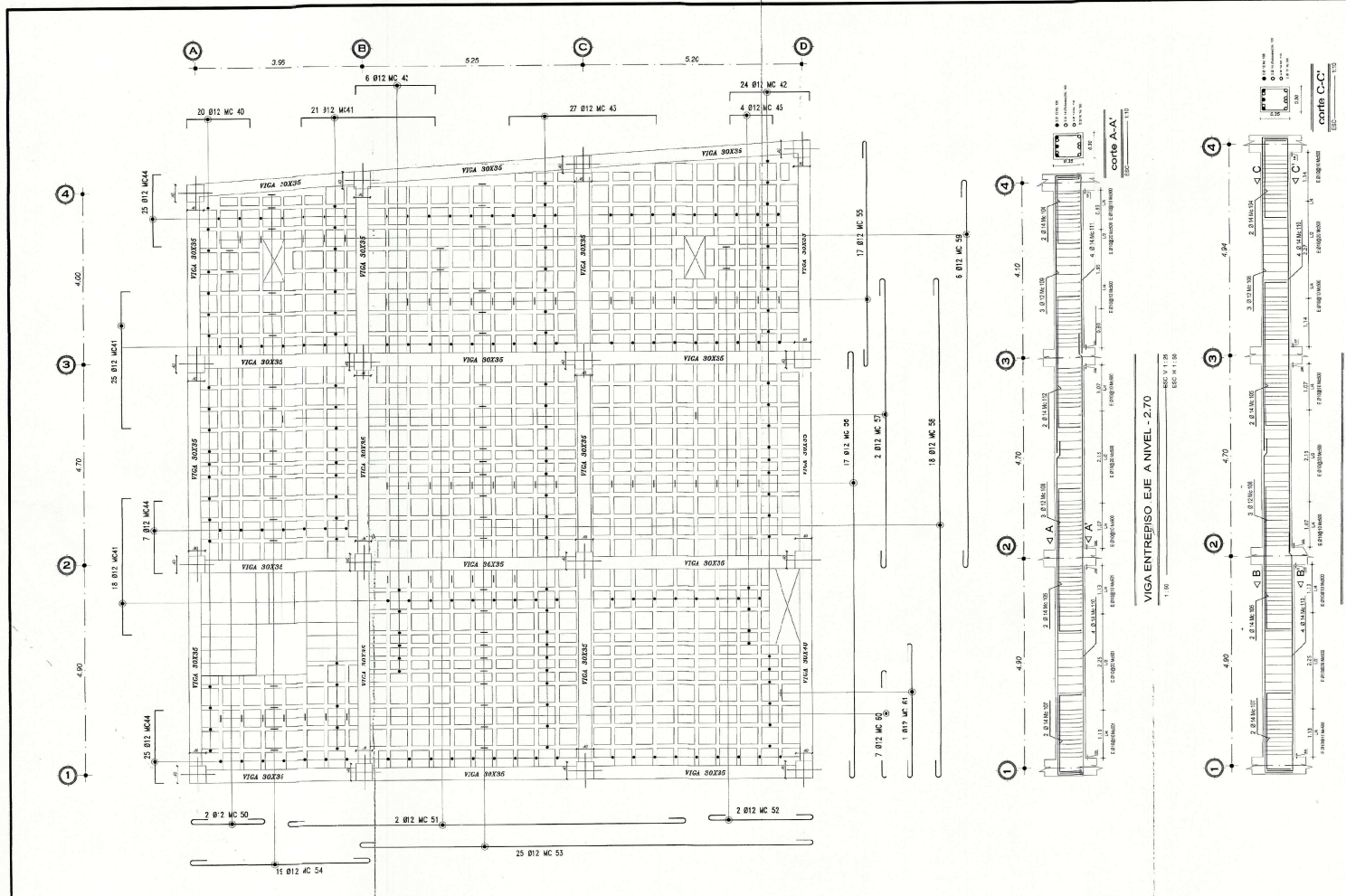
FECHA: ENERO / 2013

LAHINA: E4

DE: 7

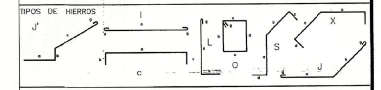
SELOS MUNICIPALES

REVISADO: Maira Carrillo



PLANILLA CALCULADA DE ACEROS

Mc	TPO	N°	DIMENSIONES m				LONGITUD LA COMERC		OBSERVACIONES	
			a	b	c	d	CORTE	LONG		
LOSAS										
40	C	12	24	1.75	0.13		2.00	12	4	
41	C	12	64	3.20	0.15		3.50	12	19	
42	C	12	30	1.00	0.10		2.10	12	5	
43	C	12	27	3.00	0.10		3.70	12	8	
44	C	12	32	1.70	0.30		1.90	12	5	
45	C	12	4	1.00	0.10		1.20	12	1	
50	I	12	2	1.75		0.13	2.00	12	1	
51	I	12	2	3.20		0.15	3.50	12	2	
52	I	12	2	2.40		0.10	2.00	12	1	
53	I	12	25	10.70		0.15	11.08	12	23	
54	I	12	19	4.20		0.10	4.40	12	7	
55	I	12	17	5.20		0.10	5.40	12	8	
56	I	12	17	9.00		0.10	10.10	12	14	
57	I	12	2	6.70		0.10	6.90	12	1	
58	I	12	18	11.60		0.10	11.89	12	16	
59	I	12	6	5.00		0.10	5.25	12	3	
60	I	12	7	2.40		0.10	2.65	12	2	
61	I	12	1	3.30		0.10	3.35	12	1	
VIGAS N - 2.70										
100	L	12	9	6.00	0.10		7.05	12	5	
101	L	14	9	8.00	0.10		5.15	12	5	
102	L	14	12	4.30	0.10		4.45	12	4	
103	L	14	12	10.00	0.10		10.70	12	11	
104	C	14	4	1.40	0.10		1.55	12	1	
105	C	14	14	3.40	0.10		3.65	12	4	
106	C	14	6	3.70	0.15		4.05	12	2	
107	C	14	14	1.90	0.10		2.15	12	2	
108	L	12	21	7.20	0.10		7.95	12	7	
109	L	12	3	6.00	0.10		7.05	12	2	
110	L	14	16	10.00	0.10		10.15	12	13	
111	L	14	4	4.20	0.10		4.35	12	1	
112	C	14	2	3.30	0.10		3.35	12	1	
113	L	14	12	5.00	0.10		6.15	12	5	
600	O	10	687	0.25	0.30		3.10	1.36	12	74



RESUMEN DE HIERROS		ESPECIFIC. TECNICAS	
HIERRO	$f_y=3000 \text{ kg/cm}^2$	HIERRO	$f_y=2000 \text{ kg/cm}^2$
VIGAS	8 10 12 14 16 18	EL DISEÑO DE HORMIGÓN ARMADO	CUBRE CON LAS NORMAS Y RECOMENDACIONES DE C.E.C.
PLACAS	8 10 12 14 16 18	REQUISITOS MINIMOS	
PISC (cm)	12.2 31.1 14.1	PLACAS	5 cm
		COLUMNAS	5 cm
		VIGAS	2.5 cm
		LOSAS	5 cm
		CUBIERTAS	2.5 cm
TOTAL = 61.75 m			

RESUMEN DE HORMIGÓN		TRASLAPES MINIMOS	
ALUMBRAMIENTO	1200 BLOQUES 60 X 20 X 15	DIAMETRO (mm)	LONGITUD (cm)
REP. ANTILO	$f_c = 180 \text{ Kg/cm}^2$	8	40
PLATOS	$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	10	40
VIGAS, LOSAS, CUBIERTAS Y COLUMNAS	$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	12	50
		14	60



CLAVE CATASTRAL: CHU
CONTIENE: DISEÑO ESTRUCTURAL

UBICACIÓN: CANTON AMBATO SECTOR LA CURIENDA

CALEDULO: *Manuel de Jesus* PROPIETARIO: *Manuela*
ING. JUAN RODRIGO LABA C. L.P. 11.38.050. RA.0268 MAYRA TERESA CARRILLO MARTINEZ

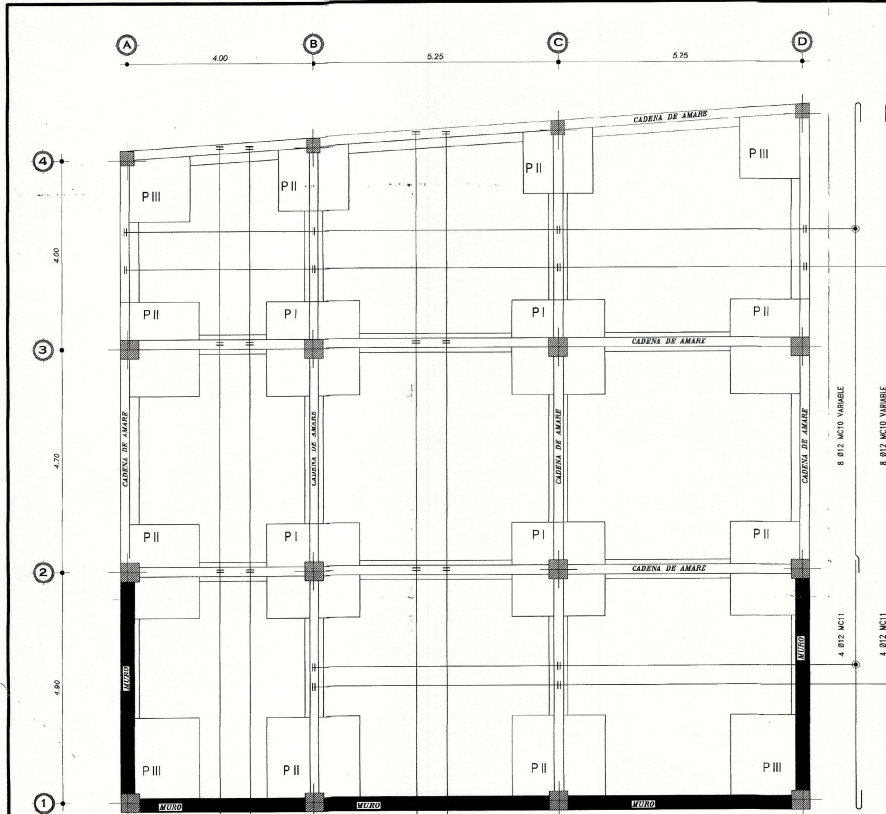
CONTIENE: LOSA Y VIGAS NIVEL - 2.70 LÁMINA: E3

ESCALA: INDICADAS FECHA: ENERO / 2013 DE: 7



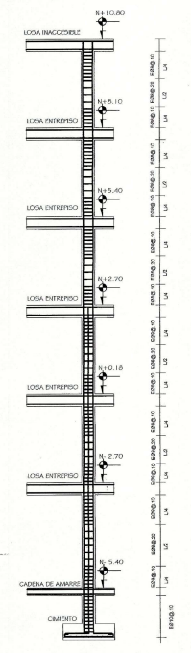
C.A.D. MUNICIPALIDAD DE AMBATO
DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA OBRA DE CONSTRUCCIÓN DEL EDIFICIO MAYRA TERESA CARRILLO MARTINEZ
MAYRA TERESA CARRILLO MARTINEZ
ING. JUAN RODRIGO LABA C.
L.P. 11.38.050. RA.0268

REVISADO
Mano Carrillo



CUADRO DE COLUMNAS

Nº	COL. LOCAL	#	SECCION	ANCHO (CM)	ALTO (CM)	WACON (LIT)
1	1	1	1	1	1	1
2	2	2	2	2	2	2
3	3	3	3	3	3	3
4	4	4	4	4	4	4



JMNAS TIPO Y DISTR. ESTRIB.

PLANILLA CALCULADA DE ACCESOS

Mº	TIPO	#	Nº	DIMENSIONES (m)	LONGITUD (m)	ANCHO (m)	COMER. (m²)	OBSERVACIONES	
10	I	12	16	10,00	6,10	10,25	12	14	
11	I	12	8	5,40	6,10	5,60	12	4	
12	I	12	12	11,00	6,10	11,25	12	11	
13	I	12	12	4,50	6,10	4,40	12	4	
34	O	16	661	0,15	0,25	0,10	1,00	12	47

ZAPATAS

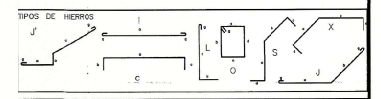
Nº	TIPO	#	ANCHO (m)	ALTO (m)	LONGITUD (m)	COMER. (m²)
20	I	12	8	1,85	6,13	2,10
21	I	12	22	1,55	6,13	1,80
22	I	12	11	1,35	6,13	1,60

COLUMNAS

Nº	TIPO	#	ANCHO (m)	ALTO (m)	LONGITUD (m)	COMER. (m²)
30	C	16	32	6,90	0,10	7,10
31	C	16	88	11,80	0,10	12,00
32	C	16	88	5,90	0,10	6,10
34	D	16	1488	0,35	0,35	6,10

MURO DE SÓTANO

Nº	TIPO	#	ANCHO (m)	ALTO (m)	LONGITUD (m)	COMER. (m²)
26	I	10	80	12,00	12,00	12
26	C	12	80	10,50	0,10	10,70
37	I	12	80	5,95	5,95	12
28	I	12	12	12,00	12,00	12
29	I	12	50	1,10	6,10	1,30

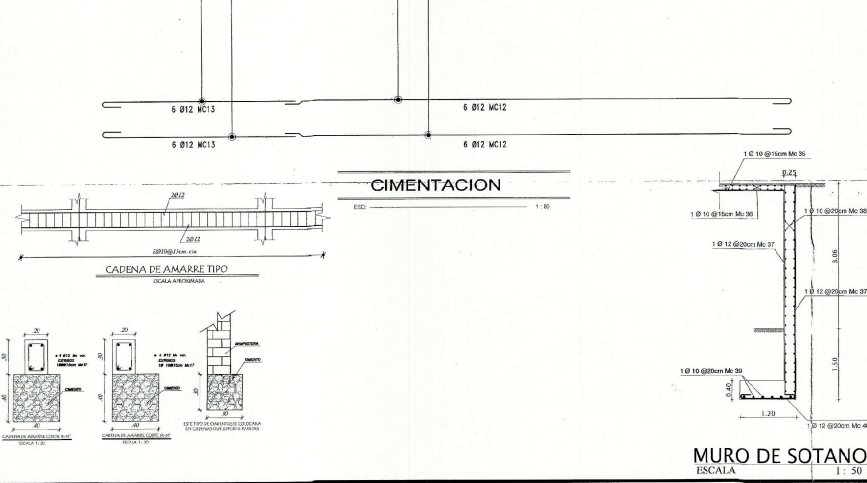


RESUMEN DE HIERROS

HIERRO	φ	LONGITUD (m)	ANCHO (m)	COMER. (m²)
1	8	10	12	14
2	12	12	14	18
3	12	12	14	18
4	12	12	14	18
5	12	12	14	18
6	12	12	14	18
7	12	12	14	18
8	12	12	14	18
9	12	12	14	18
10	12	12	14	18
11	12	12	14	18
12	12	12	14	18
13	12	12	14	18
14	12	12	14	18
15	12	12	14	18
16	12	12	14	18
17	12	12	14	18
18	12	12	14	18
19	12	12	14	18
20	12	12	14	18
21	12	12	14	18
22	12	12	14	18
23	12	12	14	18
24	12	12	14	18
25	12	12	14	18
26	12	12	14	18
27	12	12	14	18
28	12	12	14	18
29	12	12	14	18
30	12	12	14	18
31	12	12	14	18
32	12	12	14	18
33	12	12	14	18
34	12	12	14	18
35	12	12	14	18
36	12	12	14	18
37	12	12	14	18
38	12	12	14	18
39	12	12	14	18
40	12	12	14	18
41	12	12	14	18
42	12	12	14	18
43	12	12	14	18
44	12	12	14	18
45	12	12	14	18
46	12	12	14	18
47	12	12	14	18
48	12	12	14	18
49	12	12	14	18
50	12	12	14	18

RESUMEN DE HORNIGÓN

REPLANILLO	F _{cd}	F _{ctd}	F _{ctd}	F _{ctd}
1	12	12	12	12
2	12	12	12	12
3	12	12	12	12
4	12	12	12	12
5	12	12	12	12
6	12	12	12	12
7	12	12	12	12
8	12	12	12	12
9	12	12	12	12
10	12	12	12	12
11	12	12	12	12
12	12	12	12	12
13	12	12	12	12
14	12	12	12	12
15	12	12	12	12
16	12	12	12	12
17	12	12	12	12
18	12	12	12	12
19	12	12	12	12
20	12	12	12	12
21	12	12	12	12
22	12	12	12	12
23	12	12	12	12
24	12	12	12	12
25	12	12	12	12
26	12	12	12	12
27	12	12	12	12
28	12	12	12	12
29	12	12	12	12
30	12	12	12	12
31	12	12	12	12
32	12	12	12	12
33	12	12	12	12
34	12	12	12	12
35	12	12	12	12
36	12	12	12	12
37	12	12	12	12
38	12	12	12	12
39	12	12	12	12
40	12	12	12	12
41	12	12	12	12
42	12	12	12	12
43	12	12	12	12
44	12	12	12	12
45	12	12	12	12
46	12	12	12	12
47	12	12	12	12
48	12	12	12	12
49	12	12	12	12
50	12	12	12	12



CUADRO DE PLINTOS

SECCION	Nº	TIPO	ANCHO (m)	ALTO (m)	LONGITUD (m)	COMER. (m²)
1	1	1	1	1	1	1
2	2	2	2	2	2	2
3	3	3	3	3	3	3
4	4	4	4	4	4	4
5	5	5	5	5	5	5
6	6	6	6	6	6	6
7	7	7	7	7	7	7
8	8	8	8	8	8	8
9	9	9	9	9	9	9
10	10	10	10	10	10	10
11	11	11	11	11	11	11
12	12	12	12	12	12	12
13	13	13	13	13	13	13
14	14	14	14	14	14	14
15	15	15	15	15	15	15
16	16	16	16	16	16	16
17	17	17	17	17	17	17
18	18	18	18	18	18	18
19	19	19	19	19	19	19
20	20	20	20	20	20	20
21	21	21	21	21	21	21
22	22	22	22	22	22	22
23	23	23	23	23	23	23
24	24	24	24	24	24	24
25	25	25	25	25	25	25
26	26	26	26	26	26	26
27	27	27	27	27	27	27
28	28	28	28	28	28	28
29	29	29	29	29	29	29
30	30	30	30	30	30	30
31	31	31	31	31	31	31
32	32	32	32	32	32	32
33	33	33	33	33	33	33
34	34	34	34	34	34	34
35	35	35	35	35	35	35
36	36	36	36	36	36	36
37	37	37	37	37	37	37
38	38	38	38	38	38	38
39	39	39	39	39	39	39
40	40	40	40	40	40	40
41	41	41	41	41	41	41
42	42	42	42	42	42	42
43	43	43	43	43	43	43
44	44	44	44	44	44	44
45	45	45	45	45	45	45
46	46	46	46	46	46	46
47	47	47	47	47	47	47
48	48	48	48	48	48	48
49	49	49	49	49	49	49
50	50	50	50	50	50	50

PROYECTO EDIFICIO MAYRA CARILLO

CLIENTE: MAYRA CARILLO

CONFINTE: DISEÑO ESTRUCTURAL

UBICACION: CANTON AMATO SECTOR LA CUMBRA

CALCULO: PROF. ING. MAYRA TERESA CARILLO MARTINEZ

CONFINTE: Cimentación, Columnas, Muro de Sótano

ESCALA: INDICADAS

FECHA: ENERO / 2013

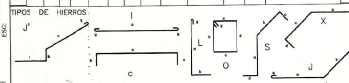
DE 7

SELLAS MUNICIPALES

REVISADO: [Signature]

PLANILLA CALCULADA DE ACEROS

AL. TIPO	N°	DIMENSIONES EN				LONGITUD DE LA CORMERA	CORTE	LONGI.	OBSERVACIONES
		a	b	c	d				
LOSAS + 2.70									
H	C	17	1.75	10.10		2.00	12	3	
H	C	20	3.00	10.10		3.50	12	9	
H	C	22	1.00	10.10		2.10	12	4	
H	C	24	1.70	10.10		2.00	12	4	
H	C	26	1.70	10.10		2.00	12	4	
H	C	28	1.00	10.10		1.20	12	1	
H	C	30	2.30	10.10		2.40	12	1	
H	C	32	1.70	10.10		3.00	12	1	
H	C	34	0.75	10.10		1.00	12	1	
H	I	7	2.45		6.10	2.00	12	1	
H	I	10	10.10		6.10	11.00	12	1	
H	I	13	4.25		6.10	4.40	12	5	
H	I	16	2.40		6.10	5.40	12	1	
H	I	19	4.00		6.10	10.10	12	4	
H	I	22	5.00		6.10	5.70	12	3	
H	I	25	2.40		6.10	3.90	12	1	
H	I	28	4.00		6.10	11.90	12	6	
H	I	31	11.90		6.10	11.90	12	6	
H	I	33	7.80		6.10	8.00	12	2	
H	I	36	2.00		6.10	3.10	12	1	
H	I	39	2.00		6.10	4.30	15	1	
VIGAS N + 2.70									
H	L	12	9	0.10		7.00	10	5	
H	L	13	8.00	0.10		6.10	10	5	
H	L	14	4.30	0.10		4.40	12	4	
H	L	15	10.70	0.10		10.70	12	11	
H	L	16	1.00	0.10		1.00	12	1	
H	L	17	6.30	0.10		3.90	10	2	
H	L	18	6.30	0.10		4.00	12	2	
H	L	19	6.30	0.10		3.90	12	2	
H	L	20	1.00	0.10		2.10	12	1	
H	L	21	1.75	0.10		2.30	10	2	
H	L	22	3.40	0.10		3.90	12	2	
H	L	23	1.00	0.10		3.00	12	2	
H	L	24	10.40	0.10		10.60	12	3	
H	L	25	2.20	0.10		2.60	12	1	
H	L	26	11.90	0.10		12.00	12	8	
H	L	27	11.90	0.10		11.90	12	8	
H	L	28	11.90	0.10		11.90	12	4	
H	L	29	1.30	0.10		1.30	15	1	



RESUMEN DE HIERROS		ESPECIFIC. TECNICAS	
HIERRO	10-300 kg/m ²	EL DISEÑO DE HORMIGÓN ARMADO	CLUMPE CON LAS NORMAS Y RECOMENDACIONES DE C.E.C.
REANILLO	11	RECURSOS MINIMOS	
PLINTOS	1.50	PLINTOS	5m
VIGAS, LOSAS	1.50	COLUMNAS	3m
CADENAS Y COLUMNAS	1.50	LOSAS	5m
		CADENAS	2.5m
			2.5m
TOTAL 443.90		RECURSOS MINIMOS	
ALUMBRAMIENTO 887		DIAMETRO (mm)	
BLOQUES DE HORMIGÓN		LONGITUD (cm)	
REANILLO		R	40
PLINTOS		R	60
VIGAS, LOSAS		R	50
CADENAS Y COLUMNAS		R	60

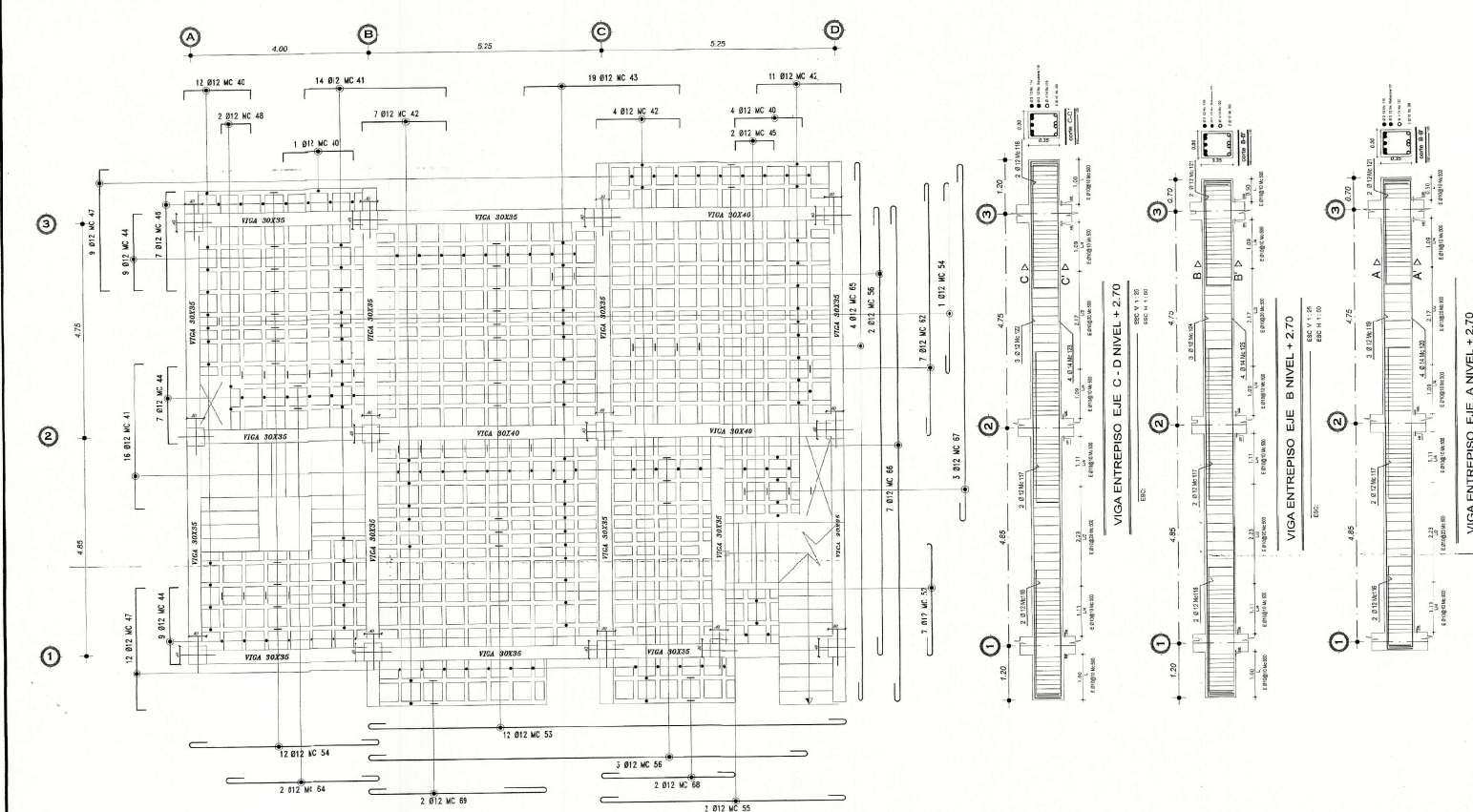


CLAVE CATASTRAL: CUU
CONTIENE: DISEÑO ESTRUCTURAL

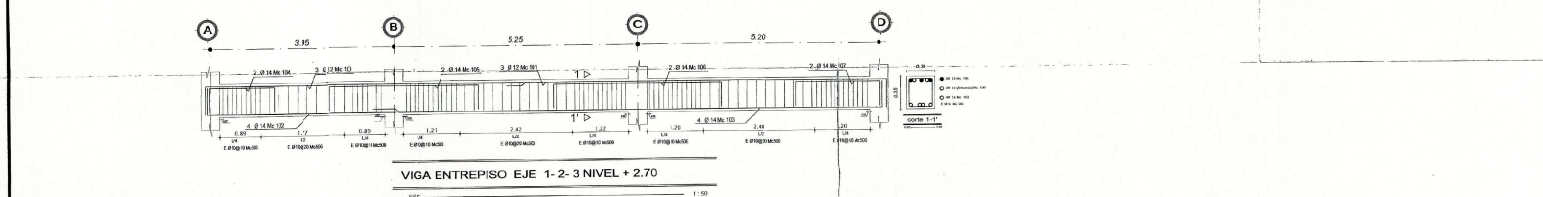
UBICACION: CANTON AMATO SECTOR LA CLIPANDA
CALCULO: PROPIETARIO
PROYECTISTA: MAYRA TERESA CARRILLO MARTINEZ

CONTIENE: LOSAS Y VIGAS NIVEL +2.70
ESCALA: INDICADAS
FECHA: ENERO / 2013
LAINA: ES DE 7

SEILOS MUNICIPALES: GADMA (Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Amato) and other official seals.

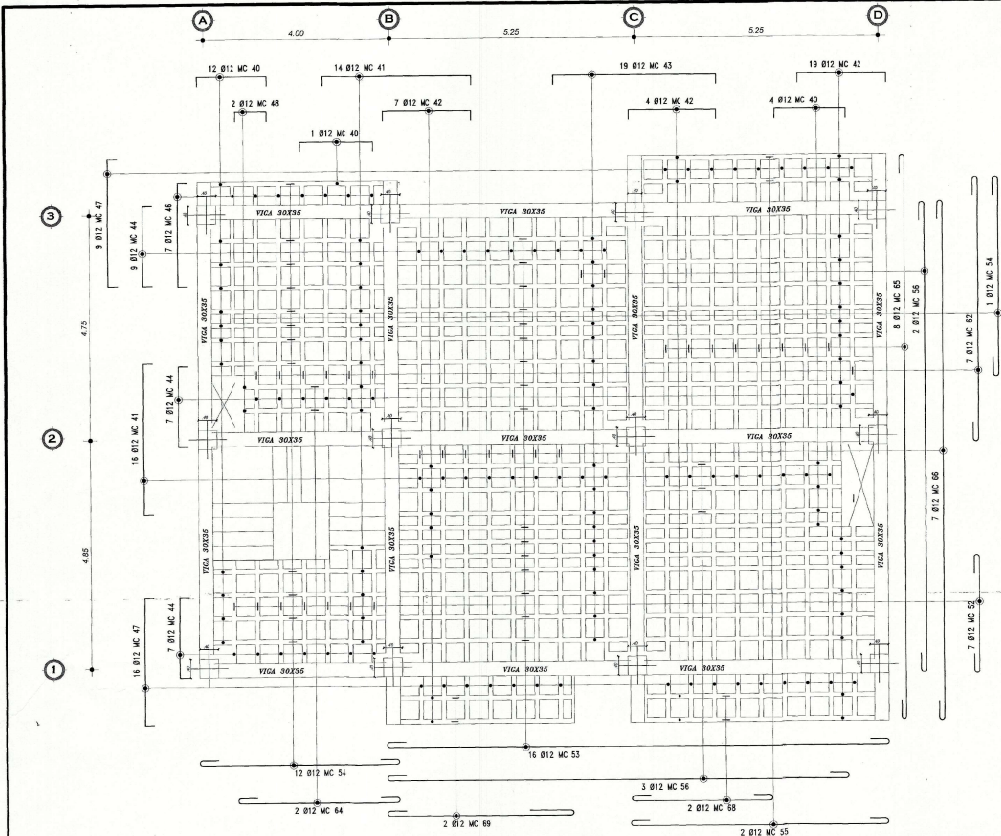


LOSA N+2.70
ESCA: 1:50



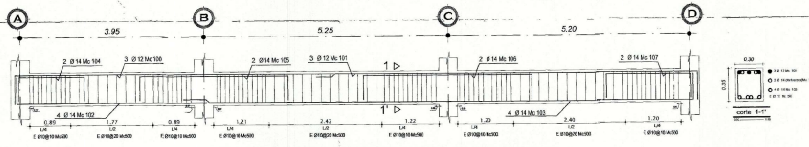
VIGA ENTREPISO EJE 1-2-3 NIVEL + 2.70
ESCA: 1:50

REVISADO
108



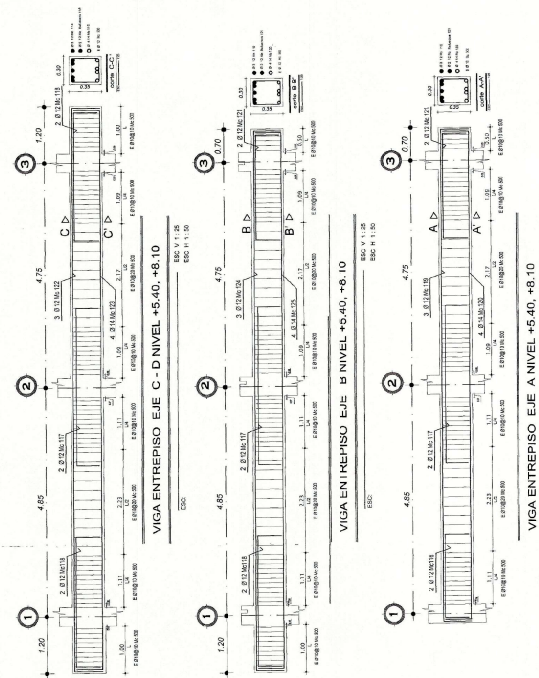
LOSA N+5.40, +8.10

ESCALA: 1:30



VIGA ENTREPISO EJE 1-2-3 NIVEL +5.40, +8.13

ESCALA: 1:30



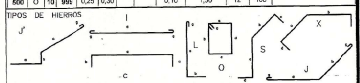
VIGA ENTREPISO EJE C-D NIVEL +5.40, +8.10

VIGA ENTREPISO EJE B NIVEL +5.40, +8.10

VIGA ENTREPISO EJE A NIVEL +5.40, +8.10

PLANILLA CALCULADA DE

MC	TIPO	N°	DIMENSIONES en LONGITUD (ganchos)				CORTE	LONGITUD	N°	OBSERVACIONES
			a	b	c	d				
LOSA N+5.40, +8.10										
40	C	11	34	1.75	6.13		2.00	12	6	
41	C	12	34	3.00	6.15		2.00	12	11	
42	C	13	38	3.00	6.10		2.00	12	11	
43	C	13	38	3.00	6.10		2.00	12	12	
44	C	13	38	1.70	6.15		2.00	12	9	
45	C	13	34	3.00	6.10		2.00	12	11	
46	C	13	34	3.00	6.15		3.00	12	1	
48	C	12	4	0.70	6.15		1.00	12	1	
52	I	12	11	7.40		0.10	2.00	12	1	
53	I	12	20	10.70		0.10	11.00	12	28	
54	I	12	20	4.50		0.10	4.40	12	11	
55	I	12	5	3.20		0.10	5.40	12	2	
56	I	12	10	3.90		0.10	10.10	12	8	
57	I	12	21	5.80		0.10	5.20	12	30	
58	I	12	4	3.40		0.10	3.60	12	1	
59	I	12	4	2.90		0.10	3.10	12	1	
60	I	12	4	3.90		0.10	4.10	12	1	
VIGAS N+5.40, +8.10										
100	L	12	18	6.90	0.10		7.00	12	11	
101	L	12	18	8.00	0.10		8.10	12	12	
102	L	14	24	4.30	0.10		4.40	12	3	
103	L	14	24	10.60	0.10		10.70	12	21	
104	C	14	12	1.40	0.10		1.60	12	2	
105	C	14	12	3.40	0.10		3.60	12	4	
106	C	14	12	3.70	0.10		4.00	12	4	
107	C	14	12	1.90	0.10		2.10	12	2	
116	C	12	2	1.75	0.13		2.00	12	0	
117	C	12	16	3.40	0.10		3.60	12	5	
118	C	12	14	2.75	0.12		3.00	12	4	
119	C	12	16	10.40	0.10		10.60	12	16	
120	C	12	16	10.40	0.10		10.60	12	4	
121	C	12	8	2.30	0.10		2.49	12	2	
122	C	12	12	11.85	0.08		12.00	12	12	
123	C	12	14	11.85	0.08		12.00	12	18	
124	C	12	6	11.50	0.10		11.70	12	6	
125	C	12	8	11.50	0.10		11.70	12	8	
800	O	10	966	0.25	0.30		0.10	1.30	12	108



RESUMEN DE HIERROS		ESPECIFIC. TECNICAS	
HIERRO	fy=2800 kg/cm ² / fy=1000 kg/cm ²	EL DISEÑO DE HORMIGON ARMADO CUMPLE CON LAS NORMAS Y RECOMENDACIONES DE C.I.C.C.	
VOLUMEN	8 10 12 14 16 18	REQUISITOS MINIMOS	
PESO (kg)	1618 2204 6130	PUNOS: 5cm COLUMNAS: 3cm LOSAS: 3cm CERRAMIA: 25cm	
TOTAL HIERROS	88	REQUISITOS MINIMOS	
ALUMBRAMIENTO	2008 BLOQUES D.08 X 20 X 40	TRASPAPES MINIMOS DIAMETRO (mm) LONGITUD (cm) BARRAS: 8 40 VIGAS, LOSAS: 10 40 CADDENAS Y COLUMNAS: 12 18 14 60	

PROYECTO: EDIFICIO MAYRA CARRELO

CLASE CATEGORIAL: CIU

CONTIENE: DISEÑO ESTRUCTURAL

UBICACION: CANTON AMATO SECTOR LA OJINADA

CALCULO: *[Firma]* PRECETARIADO: *[Firma]*

ING. IVAN RODRIGO LARA C. C.R. 10 1955 78-2289 MAYRA EFIGENIA CARRELO MARTINEZ

CONTIENE: LOSA Y VIGAS NIVEL +5.40 +8.10 LAMINA E6

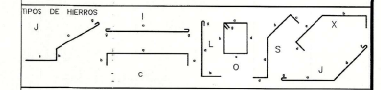
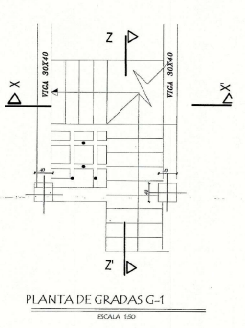
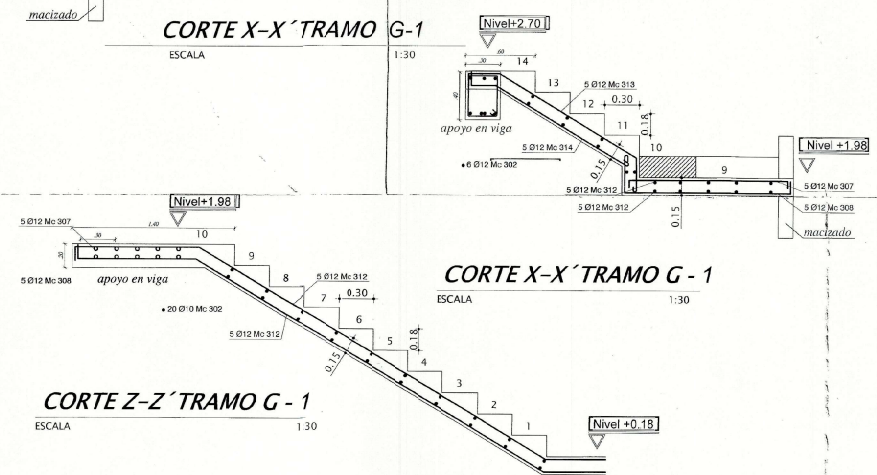
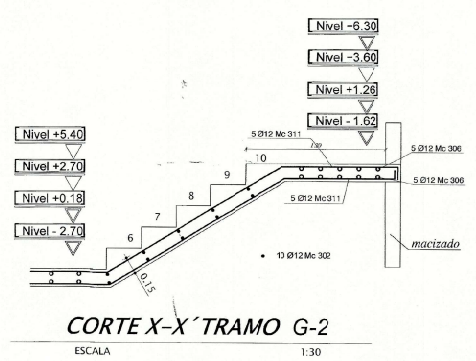
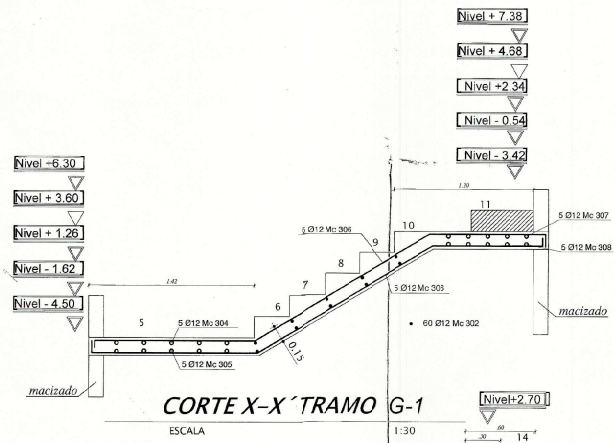
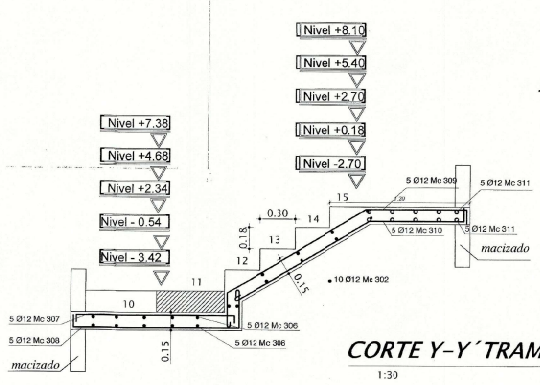
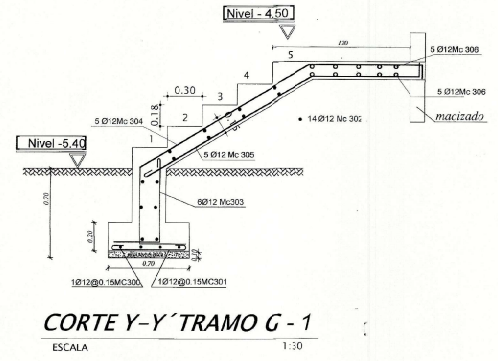
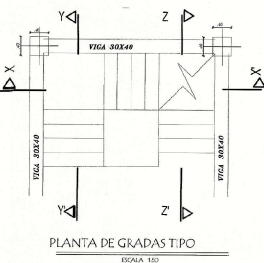
ESCALA: INDICADAS FECHA: ENERO / 2013 DE 7

SELLOS MUNICIPALES: *[Sello]*

REVISADO: Ing. M. Carrillo

PLANILLA CALCULADA DE
ACEROS

No.	TIPO	L	DIMENSIONES m				LONGITUD LLA COMERC		OBSERVACIONES			
			a	b	c	d	CORTE	LONGI N°				
GRAMAS												
300	I	12	4	1.15			0.05	1.25	12	1	Doblar en Oera	
300	I	12	3	0.80			0.05	0.70	12	1	Doblar en Oera	
300	I	12	6	1.10				1.10	12	8	Doblar en Oera	
200	L	12	6	0.50	0.30		0.10	1.00	12	1	Doblar en Oera	
200	S	12	6	1.20	0.80	0.10	0.15	0.10	3.60	12	2	Doblar en Oera
300	S	12	6	1.05			0.05	0.15	2.00	12	1	Doblar en Oera
300	Z	12	6	1.20	1.40	1.00	0.15		4.45	12	19	Doblar en Oera
300	C	12	30	1.20	0.08			1.50	12	4	Doblar en Oera	
300	C	12	30	1.40	0.30	0.10	0.10	0.10	2.00	12	9	Doblar en Oera
200	S	12	30	1.40	0.30	0.05	0.15	0.15	2.00	12	7	Doblar en Oera
310	S	12	30	1.30			0.05	0.10	2.40	12	8	Doblar en Oera
310	C	12	40	1.20	1.00	0.10		2.00	12	9	Doblar en Oera	
310	C	12	40	1.30	1.00	0.10		4.50	12	4	Doblar en Oera	
310	S	12	6	1.40	0.30	0.10	0.10	2.20	12	1	Doblar en Oera	
310	S	12	6	1.30			0.25	0.10	1.50	12	1	Doblar en Oera



RESUMEN DE HIERROS		ESPECIFIC. TECNICAS					
HIERRO	$f_y=2800 \text{ kg/cm}^2$	$f_m=4200 \text{ kg/cm}^2$	EL DISEÑO DE HORMIGON ARMADO				
VOL. (%)	8	10	12	14	16	18	DEBE CON LAS NORMAS Y RECOMENDACIONES DE I.C.E.C.
LONG. (m)	30.0						
PESO (kg)	10.8						
TOTAL=12.08				RECURSOS MINIMOS			
ALYAMENOS				BLOQUES D4 X D20 X 19			
REPLANTILLO				REPLANTILLO			
PLUFLOS				PLUFLOS			
CAENAS Y COLUMNAS				CAENAS Y COLUMNAS			
TOTAL=12.08				TOTAL=12.08			
RECURSOS MINIMOS				RECURSOS MINIMOS			
REPLANTILLO				REPLANTILLO			
PLUFLOS				PLUFLOS			
CAENAS Y COLUMNAS				CAENAS Y COLUMNAS			

PROYECTO EDIFICIO MAYRA CARRILLO

CLIENTE: MAYRA CARRILLO MARTINEZ

COPIENTE: DISEÑO ESTRUCTURAL

UBICACION: CANTON ARBATO SECTOR LA CUMANDA

PROPIETARIO: MAYRA CARRILLO MARTINEZ

INGENIERO: RODRIGO LARA C.

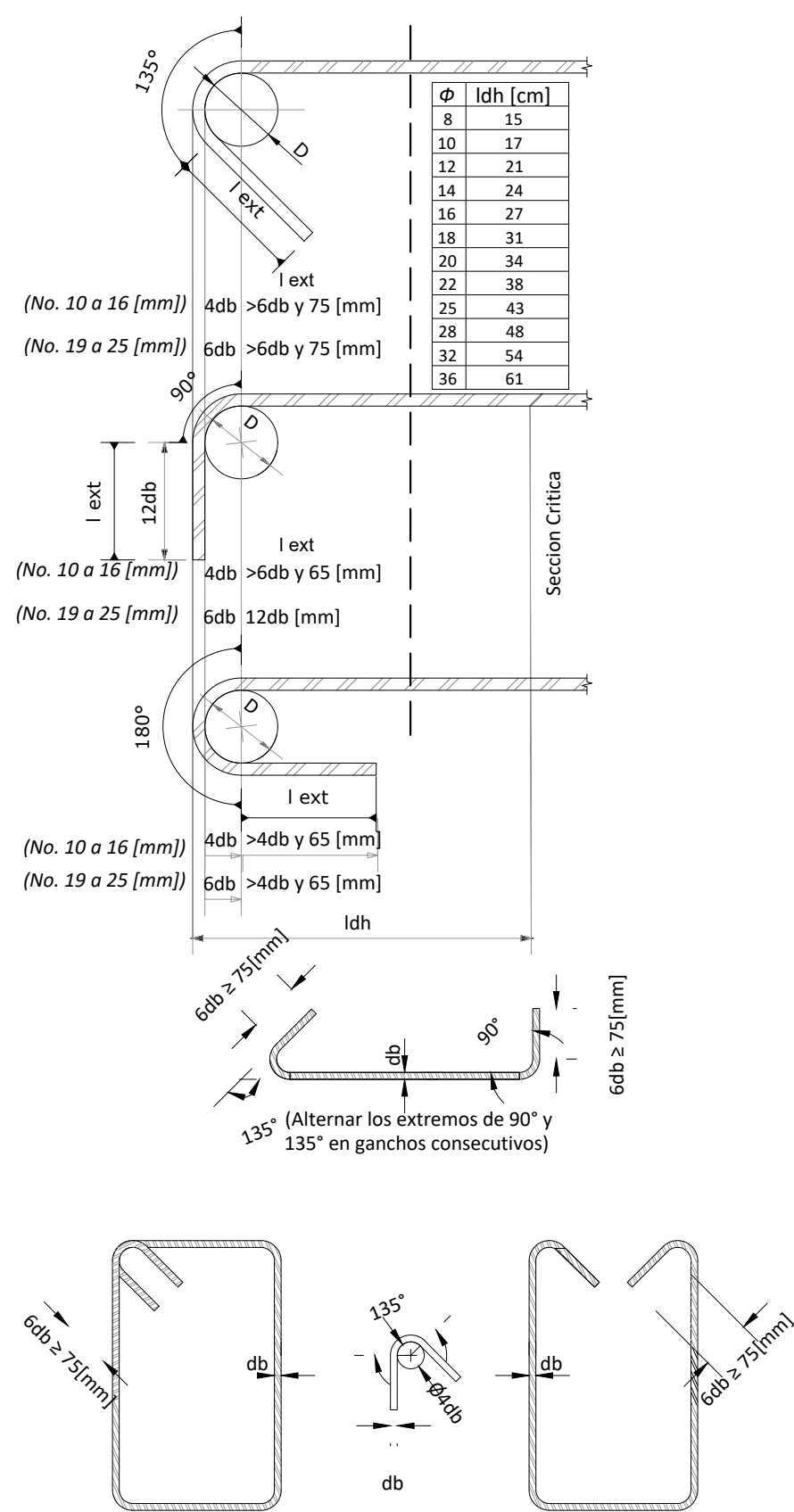
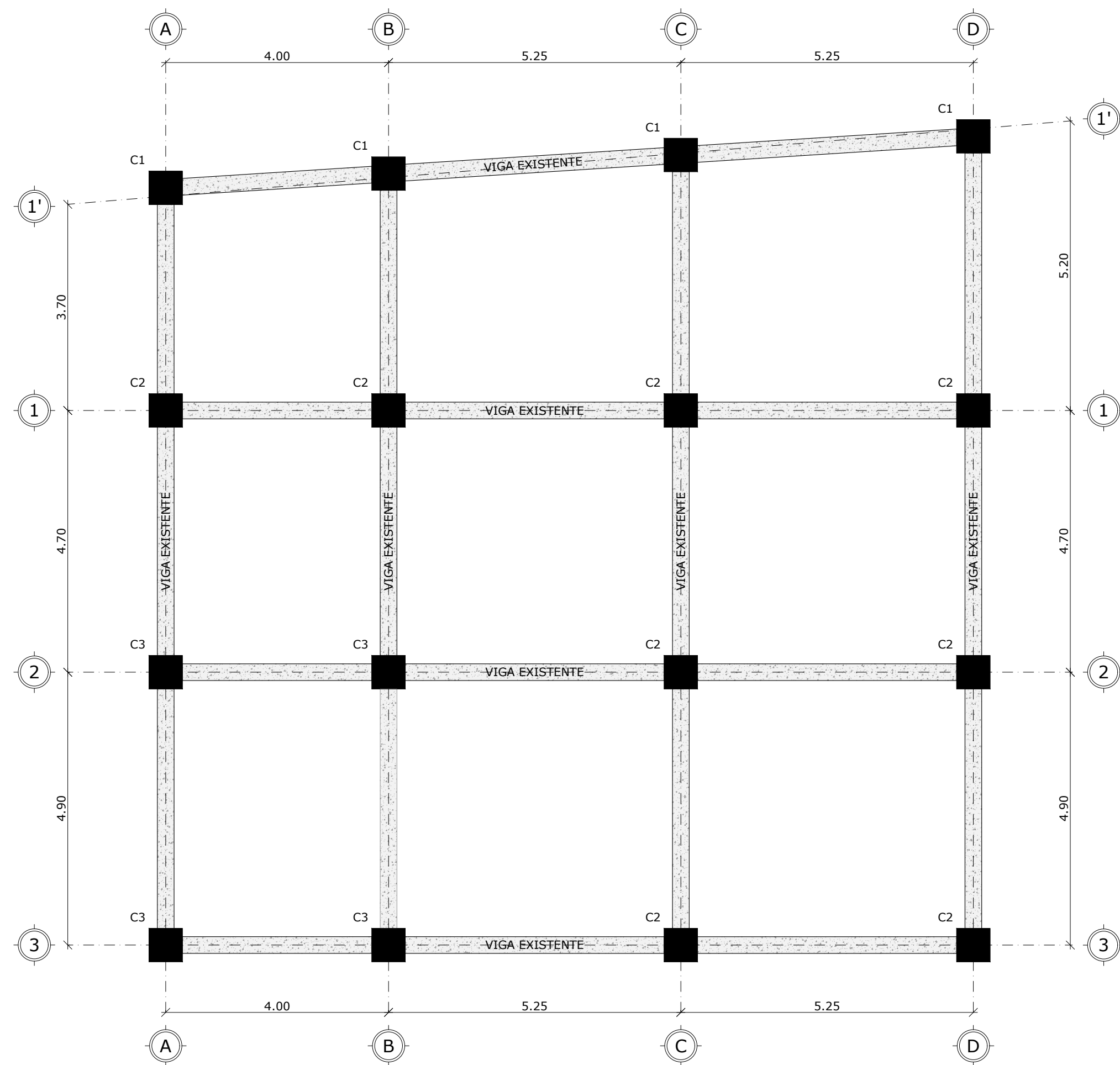
FECHA: ENERO / 2013

LAMINA: E2 DE 7

SELLOS MUNICIPALES

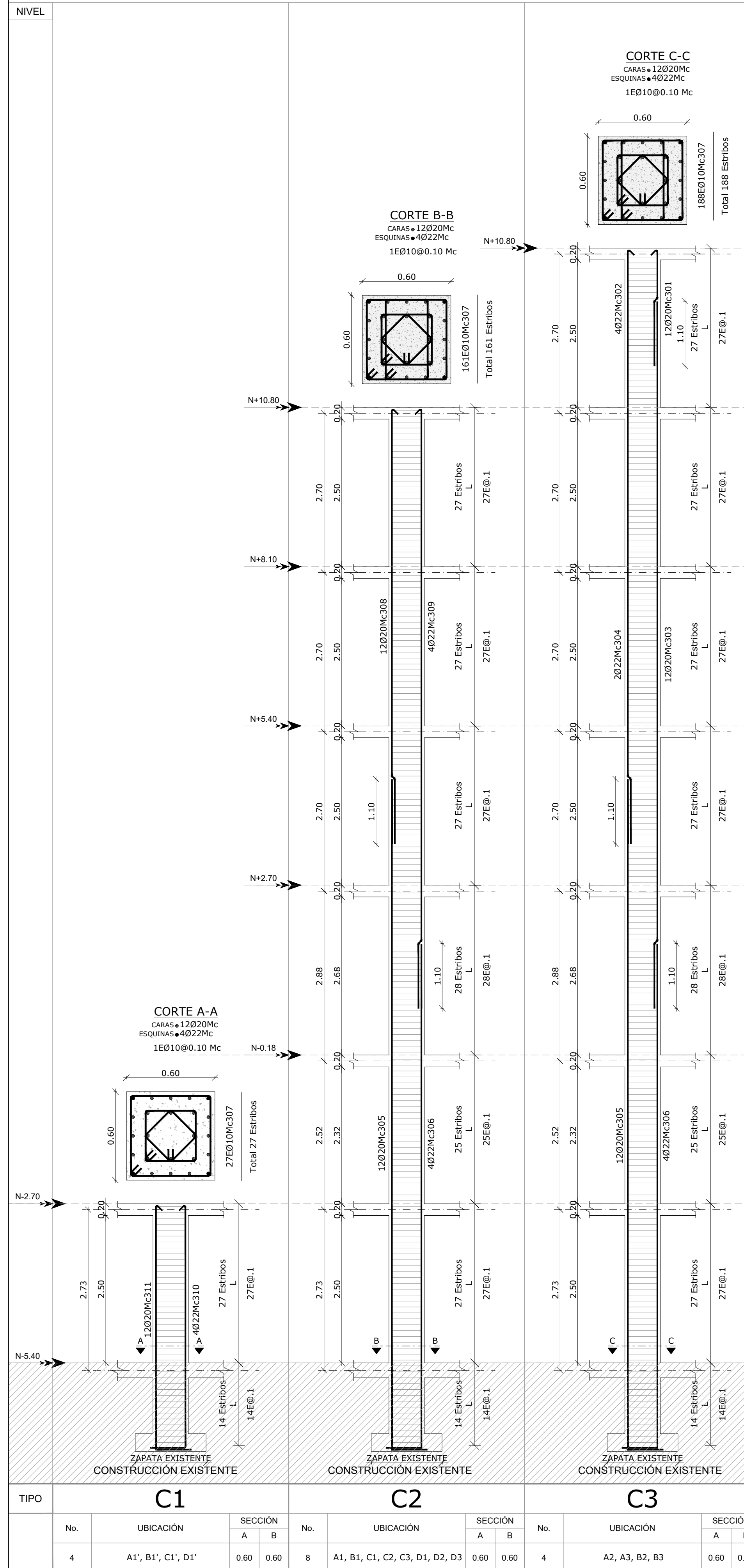
REVISADO: Ing. Mario Carrillo

PROPUESTA DE REFORZAMIENTO



DETALLES GENERALES DEL REFUERZO
ESCALA S.E.

PROPUESTA DE REFORZAMIENTO -REVESTIMIENTO EN COLUMNAS



TIPO	C1		C2		C3	
	No.	UBICACIÓN	No.	UBICACIÓN	No.	UBICACIÓN
	4	A1', B1', C1', D1'	8	A1, B1, C1, C2, C3, D1, D2, D3	4	A2, A3, B2, B3

ESTUDIANTE: CÉSAR GALARZA

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO ESTRUCTURAL:
LABORATORIO CLINICO OCHOA-MATRIZ

CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL: **E1**

LAMINA: **E1**

César Joel Galarza Flores

CONTIENE: REFORZAMIENTO DE COLUMNA - PLANILLA DE ACEROS - DETALLES VARIOS

ESCALA: INDICADAS FECHA: ENERO - 2023

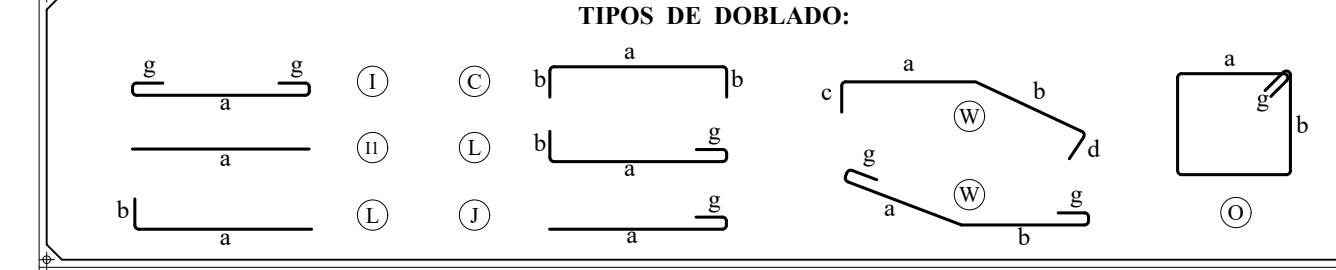
TUTORA DE TESIS: **Ing. GABRIELA FERNÁNDEZ** UBICACION DEL PROYECTO: AMBATO-ECUADOR

PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES					Long. Desar. (m)	Long. Total	Peso Kg	Obsv.
				a	b	c	d	g				
MARCAS 300												
Marca 300												
301	L	20	48	2.00	0.15	-	-	-	2.15	103.2	254.5	
302	L	22	16	2.00	0.15	-	-	-	2.15	34.4	102.7	
303	II	20	48	11.99	-	-	-	-	11.99	575.52	1419.2	
304	II	22	8	11.99	-	-	-	-	11.99	95.92	286.2	
305	L	20	144	11.37	0.60	-	-	-	11.97	1723.68	4250.6	
306	L	22	48	11.37	0.60	-	-	-	11.97	574.56	1714.5	
307	O	10	2148	0.54	0.54	-	-	0.08	2.32	4983.36	3074.7	
308	L	20	96	7.37	0.15	-	-	-	7.52	721.92	1780.3	
309	L	22	32	7.37	0.15	-	-	-	7.52	240.64	718.1	
310	G	22	16	4.14	0.60	0.15	-	-	4.89	78.24	233.5	
311	G	20	48	4.14	0.60	0.15	-	-	4.89	234.72	578.8	

RESUMEN DE MATERIALES

HORMIGONES	ACERO REFUERZO	ESPECIFICACIONES VIGENTES EN:
Elemento	H.S. H.C. D KG QQ	- Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015
Replanteo	- 8	- Código del ACI 318-14
Pintados	- 10 3075.00 68.00	- Documentos del proyecto
Cadenas	- 12 -	MATERIALES
Columnas	5.60 14 -	- Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
Losas	- 16 -	- Capacidad portante del suelo = 20 Ton/m ²
Escaleras	- 18 -	- Resistencia Hormigon $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
Vigas	20 8283.00 183.00	RECUBRIMIENTOS MINIMOS
Muro	22 3055.00 68.00	- Cimentación 7.50 cm
Otros	1.00	- Columnas y vigas 3.00 cm
SUMAN:	6.60 14413.00 319.00	- Gradas y losas 2.50 cm



SELLOS MUNICIPALES: