



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

**TRABAJO EXPERIMENTAL PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO
DE INGENIERO CIVIL**

TEMA:

**“ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL
EDIFICIO DE ADMINISTRACIÓN DE EMPRESAS, BLOQUE 1, DE LA
FACULTAD DE CIENCIAS ADMINISTRATIVAS MEDIANTE LA
MEDICIÓN DE VIBRACIONES.”**

Autor: Bryan Esteban Bedón Bassante

Tutor: Ing. M.Sc. Maritza Elizabeth Ureña Aguirre

AMBATO – ECUADOR

Julio – 2021

CERTIFICACIÓN

En mi calidad de Tutor del Trabajo Experimental, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, con el tema: “**ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE ADMINISTRACIÓN DE EMPRESAS, BLOQUE 1, DE LA FACULTAD DE CIENCIAS ADMINISTRATIVAS MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES**”, elaborado por el Sr. **Bryan Esteban Bedón Bassante**, portador de la cédula de ciudadanía: C.I. 0503228652, estudiante de la Carrera de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Certifico:

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

Ambato, Junio 2021

Ing. M.Sc. Maritza Elizabeth Ureña Aguirre

TUTOR

AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN

Yo, **Bryan Esteban Bedón Bassante**, con C.I. 0503228652 declaro que todas las actividades y contenidos expuestos en el presente trabajo experimental con el tema **“ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE ADMINISTRACIÓN DE EMPRESAS, BLOQUE 1, DE LA FACULTAD DE CIENCIAS ADMINISTRATIVAS MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES”**, 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, Junio 2021



Bryan Esteban Bedón Bassante

C.I: 0503228652

AUTOR

DERECHOS DEL 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, Junio 2021



Bryan Esteban Bedón Bassante

C.I: 0503228652

AUTOR

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros del Tribunal de Grado aprueban el informe del Trabajo Experimental, realizado por el estudiante Bryan Esteban Bedón Bassante de la Carrera de Ingeniería Civil bajo el tema: **“ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE ADMINISTRACIÓN DE EMPRESAS, BLOQUE 1, DE LA FACULTAD DE CIENCIAS ADMINISTRATIVAS MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES”**.

Ambato, Junio 2021

Para constancia firman:

Ing. Mg. Wladimir José Ramírez Cabrera

Miembro Calificador

Ing. Mg. Gabriela Lourdes Peñafiel Valla

Miembro Calificador

DEDICATORIA

Dedico este trabajo de titulación a las personas más importantes de mi vida, mi madre Hilda por el amor, el apoyo incondicional y el sacrificio realizado para formarme como profesional y mejor persona, mi abuelita Rosa que por varios años me educó, brindándome sus consejos y su amor, y por darme las fuerzas para seguir adelante.

Bryan Bedón

AGRADECIMIENTO

A **DIOS** quien me ha dado salud y vida para alcanzar las metas planteadas en mi vida como estudiante.

A **MI MADRE** Hilda por haberme dado la oportunidad de formarme como profesional y ser el motor impulsador de mis metas.

A **MI ABUELITA** Rosa por ser una segunda madre y estar siempre a mi lado apoyándome y brindándome su amor.

A **MIS HERMANOS** Daniel y Jordán, por su cariño apoyo y confianza.

A **TODOS LOS DOCENTES** de la carrera de ingeniería civil por impartir todos sus conocimientos.

A **MI TUTORA** Ing. Mg. Maritza Ureña por la asesoría y el tiempo brindado para poder culminar mi trabajo de titulación.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CERTIFICACIÓN	ii
AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN	iii
DERECHOS DEL AUTOR	iv
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO	v
DEDICATORIA	vi
AGRADECIMIENTO	vii
ÍNDICE DE CONTENIDOS	viii
ÍNDICE DE TABLAS	xiii
ÍNDICE DE FIGURAS	xvi
RESUMEN	xxi
ABSTRACT	xxii
CAPÍTULO I	1
MARCO TEÓRICO	1
1.1. Antecedentes investigativos	1
1.2. Justificación	2
1.3. Objetivos	4
1.3.1. Objetivo general	4
1.3.2. Objetivos específicos	4
1.4. Hipótesis	4
1.4.1. Variable dependiente	4
1.4.2. Variable independiente	4
1.5. Fundamentación teórica	5
1.5.1. Peligro, vulnerabilidad y riesgo sísmico	5
1.5.1.1. Peligro sísmico	5
1.5.1.2. Vulnerabilidad sísmica	5
1.5.1.3. Riesgo sísmico	5
1.5.2. Métodos de evaluación de la vulnerabilidad sísmica	6
1.5.3. Métodos cualitativos	6
1.5.3.1. Procedimiento de evaluación visual rápida FEMA 154	6
1.5.3.1.1. Tipo de suelo	9
1.5.3.1.2. Tipo de sistema estructural	10
1.5.3.1.3. Irregularidad vertical	11
1.5.3.1.4. Irregularidad en planta	12
1.5.3.2. Procedimiento de evaluación sísmica NEC 2015	14
1.5.3.2.1. Tipo de suelo NEC	15

1.5.3.2.2. Tipo de sistema estructural NEC	16
1.5.3.2.3. Irregularidad vertical	17
1.5.3.2.4. Irregularidad en planta	18
1.5.4. Métodos cuantitativos	20
1.5.4.1. Análisis estático no lineal PUSHOVER	20
1.5.4.2. Niveles de desempeño estructural y rangos	21
1.5.4.3. Niveles de desempeño no estructurales	22
1.5.4.4. Nivel de desempeño de la edificación	23
1.5.4.5. Niveles de desempeño VISION 2000	24
1.5.4.6. Relación fuerza-deformación para elementos de hormigón armado	25
1.5.4.7. Demanda	28
1.5.4.7.1. Espectro probabilístico	28
1.5.4.7.2. Curvas de peligro sísmico	30
1.5.4.7.3. Espectro determinista	31
1.5.4.8. Capacidad	33
1.5.4.8.1. Modelo de comportamiento del hormigón	33
1.5.4.8.2. Modelo de comportamiento del acero	35
1.5.4.8.3. Diagrama momento curvatura	36
1.5.4.8.4. Curva de capacidad	38
1.5.4.9. Método del espectro de capacidad (CSM) ATC-40	39
1.5.4.10. Procedimiento de linealización equivalente FEMA 440	39
1.5.4.10.1. Conversión de la curva de demanda a formato ADRS	40
1.5.4.10.2. Conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad (ADRS)	41
1.5.4.10.3. Representación bilineal del espectro de capacidad ATC-40	43
1.5.4.10.4. Representación bilineal de la curva de capacidad FEMA 356	44
1.5.4.10.5. Sectorización de la curva de capacidad	46
1.5.4.10.6. Sistemas histeréticos inelásticos	47
1.5.4.10.7. Amortiguamiento efectivo	48
1.5.4.10.8. Periodo efectivo	49
1.5.4.10.9. Reducción espectral para un amortiguamiento efectivo	51
1.5.4.10.10. Curva de demanda modificada MADRS	51
1.5.4.10.11. Punto de desempeño	52
1.5.5. Vibraciones en estructuras	55
1.5.5.1. Límites de tolerancia	57
1.5.5.2. Evaluación de las vibraciones	58
1.5.5.2.1. Pruebas de rendimiento	59

1.5.5.2.2. Cálculos para las vibraciones.....	59
1.5.5.2.3. Medición de vibraciones	60
1.5.6. Técnicas de reforzamiento en estructuras de concreto	60
1.5.6.1. Análisis en vigas	62
1.5.6.1.1. Análisis a flexión	62
1.5.6.1.2. Análisis a corte.....	63
1.5.6.2. Análisis en columnas	65
1.5.6.2.1. Análisis a flexo-compresión.....	65
1.5.6.2.2. Análisis a corte.....	66
1.5.6.3. Encamisado de hormigón	67
1.5.6.4. Encamisado con perfiles metálicos.....	68
1.5.6.5. Reforzamiento con FRP (Fiber-Reinforced Polymer)	73
1.5.6.6. Reforzamiento con diagonales rigidizadoras o contravientos.....	73
1.5.6.7. Reforzamiento con muros estructurales.....	75
CAPÍTULO 2	77
METODOLOGÍA.....	77
2.1. Materiales y equipos.....	77
2.1.1. Materiales.....	77
2.2.2 Equipos	77
2.2.2.1 Martillo esclerométrico	77
2.2.2.2 Equipo de perforación SPT	77
2.3. Recolección de datos.....	78
2.3.1. Planos de la edificación	78
2.2.2. Resistencia del hormigón.....	80
2.2.3. Resistencia del acero de refuerzo	84
2.2.4. Dimensiones y áreas de acero de los elementos estructurales	85
2.2.5. Tipo de suelo NEC 2015.....	90
2.2.5.1. Velocidad de onda de corte V_s	91
2.2.5.2. Clasificación de los suelos SUCS.....	91
2.2.6. Cuantificación de carga muerta.....	93
2.2.7. Cuantificación de carga viva.....	95
2.2.8. Cuantificación de carga sísmica.....	95
2.3. Procedimiento de evaluación visual rápida FEMA 154	98
2.3.1. Ubicación de la edificación.....	98
2.3.2. Superficie y número de pisos del edificio	100
2.3.3. Irregularidad vertical	100

2.3.4. Irregularidad en planta	101
2.3.5 Tipo de sistema estructural	102
2.4. Procedimiento de evaluación sísmica NEC 2015	102
2.4.1. Irregularidad en planta	102
2.4.2. Tipo de sistema estructural	102
2.5. Análisis dinámico espectral	102
2.5.1. Definición de los materiales	103
2.5.2. Definición de las secciones estructurales	104
2.5.3. Definición de los patrones de carga	107
2.5.3.1. Cortante basal	107
2.5.4. Definición del espectro de respuesta	109
2.5.5. Definición de la masa	109
2.5.6. Efectos P-Delta	110
2.5.7. Definición de los casos modales	111
2.5.8. Definición de los casos de carga	111
2.5.9. Definición de las combinaciones de carga	112
2.6. Análisis estático no lineal pushover	112
2.6.1. Parámetros no lineales de los materiales	112
2.6.2. Carga gravitacional no lineal	113
2.6.3. Pushover sentido X	114
2.6.4. Pushover sentido Y	114
2.6.5. Definición de rótulas plásticas	114
2.7. Vibraciones en la estructura por excitaciones al caminar	116
2.7.1. Definición de la función del tiempo de pulso de una persona	116
2.7.2. Definición del sendero en la estructura	117
2.7.3. Patrón de carga por cada paso en el sendero	117
2.7.4. Definición del caso de carga por el caminar de una persona	118
2.7.5. Definición de la masa vertical	118
CAPÍTULO 3	119
RESULTADOS Y DISCUSIÓN	119
3.1. Procedimiento de evaluación visual rápida FEMA 154	119
3.1.1. Formulario nivel 1	119
3.1.2 Formulario nivel 2	120
3.2. Procedimiento de evaluación sísmica NEC 2015	122
3.3. Análisis dinámico espectral	123
3.3.1. Periodo fundamental de vibración	123

3.3.2. Participación de la masa modal	125
3.3.3. Acumulación de la masa modal	126
3.3.4. Cortante estático vs cortante dinámico	126
3.3.5. Derivas de piso	127
3.4. Análisis de los elementos estructurales	131
3.4.1. Análisis en vigas.....	131
3.4.1.1. Análisis a flexión.....	132
3.4.1.2. Análisis a corte	136
3.4.2 Análisis en columnas	140
3.4.2.1. Análisis a flexocompresión	140
3.4.2.2. Análisis a corte	147
3.5. Análisis estático no lineal pushover	150
3.5.1. Formación de rótulas plásticas	150
3.5.2. Curva de capacidad.....	154
3.5.3. Punto de desempeño	155
3.6. Vibraciones en estructuras por excitaciones al caminar.....	159
3.6.1. Aceleraciones máximas en entrepisos	159
3.7. Propuesta de reforzamiento estructural	163
3.7.1 Análisis dinámico espectral	168
3.7.2. Periodo fundamental de vibración.....	168
3.7.3. Participación de la masa modal	170
3.7.4. Acumulación de la masa modal	171
3.7.5. Cortante estático vs cortante dinámico	171
3.7.6. Derivas de piso	171
3.7.7. Análisis de los elementos estructurales	175
3.7.7.1. Análisis en vigas	175
3.7.7.1.1. Análisis a flexión	177
3.7.7.1.2. Análisis a corte.....	194
3.7.7.2. Análisis en columnas	198
3.7.7.2.1. Análisis a flexocompresión	198
3.7.7.2.2. Análisis a corte.....	208
3.8. Análisis estático no lineal pushover de estructura reforzada.....	210
3.8.1. Formación de rótulas plástica.....	210
3.8.2 Curva de capacidad.....	215
3.8.3. Curva de capacidad de estructura reforzada vs estructura no reforzada.....	216
3.8.4. Punto de desempeño	217

3.8.5. Representación bilineal de la curva de capacidad	224
3.8.6. Evaluación del nivel de desempeño de la estructura reforzada.....	226
3.9. Verificación de la hipótesis	229
CAPÍTULO 1V.....	230
CUNCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	230
4.1. Conclusiones.....	230
4.2. Recomendaciones.....	232
BIBLIOGRAFÍA	233
ANEXOS.....	237

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N° 1: Formulario de recopilación de datos nivel 1 (alta sismicidad).....	7
Tabla N° 2: Formulario de recopilación de datos nivel 2 (alta sismicidad).....	8
Tabla N° 3: Tipo de suelo FEMA.....	9
Tabla N° 4: Tipo de sistema estructural.....	10
Tabla N° 5: Tipos de irregularidades verticales FEMA.....	11
Tabla N° 6: Tipos de irregularidades en planta FEMA	12
Tabla N° 7: Modificadores de puntaje	13
Tabla N° 8: Formulario de evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica.....	14
Tabla N° 9: Clasificación de los perfiles de suelo NEC	15
Tabla N° 10: Tipología del sistema estructural	17
Tabla N° 11: Tipos de irregularidades en elevación NEC	17
Tabla N° 12: Tipos de Irregularidades en Planta NEC	18
Tabla N° 13: Modificadores de puntaje	19
Tabla N° 14: Nivel de desempeño de la edificación ATC-40.....	23
Tabla N° 15: Nivel de desempeño de la edificación VISION 2000	25
Tabla N° 16: Parámetros para la modelación de vigas de concreto	26
Tabla N° 17: Parámetros para la modelación de columnas de concreto.....	27
Tabla N° 18: Condiciones usadas para columnas.....	28
Tabla N° 19: Niveles de amenaza sísmica	28
Tabla N° 20: Espectro crítico	31
Tabla N° 21: Coeficientes para uso de ecuaciones de amortiguamiento efectivo.....	48
Tabla N° 22: Coeficientes para uso de ecuaciones de periodo efectivo	50
Tabla N° 23: Límites de la fracción de la aceleración ($a_0/g\%$) para excitaciones producidas al caminar	58
Tabla N° 24: Límites de aceleración ($a_0/g\%$) para excitaciones rítmicas	58
Tabla N° 25: Detalles del martillo esclerométrico	77
Tabla N° 26: Detalles del SPT	77
Tabla N° 27: Datos del ensayo esclerométrico en columnas	82
Tabla N° 28: Datos del ensayo esclerométrico en vigas.....	83
Tabla N° 29: Cálculo del error para validación de la resistencia a la compresión del concreto.....	84
Tabla N° 30: Datos para el armado de columnas	86
Tabla N° 31: Armado de columnas	87
Tabla N° 32: Datos para el armado de vigas.....	88

Tabla N° 33: Armado de vigas	89
Tabla N° 34: Armado de losa	90
Tabla N° 35: Ensayo SPT	90
Tabla N° 36: Velocidad de onda de corte	91
Tabla N° 37: Clasificación de los suelos de acuerdo a la SUCS	92
Tabla N° 38: Carga muerta en vigas para la modelación.....	93
Tabla N° 39: Carga muerta en losas para la modelación	94
Tabla N° 40: Carga viva para educativas.....	95
Tabla N° 41: Factores para la construcción del espectro de respuesta	96
Tabla N° 42: Coordenadas de la edificación en estudio	99
Tabla N° 43: Niveles y superficie de construcción del edificio	100
Tabla N° 44: Tipo de sistema estructural FEMA	102
Tabla N° 45: Tipo de sistema estructural NEC	102
Tabla N° 46: Resumen de los datos para el modelamiento estructural	103
Tabla N° 47: Coeficiente de cortante en la base y factor de distribución de fuerzas	108
Tabla N° 48: Datos promedios del caminar de una persona	116
Tabla N° 49: Resultados de la evaluación del formulario nivel 1	119
Tabla N° 50: Resultados de la evaluación del formulario del nivel 2	121
Tabla N° 51: Formulario de evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica ...	122
Tabla N° 52: Periodos de vibración.....	124
Tabla N° 53: Recalculo del coeficiente de cortante basal y factor de distribución de fuerzas	125
Tabla N° 54: Valores de desplazamiento.....	126
Tabla N° 55: Acumulación de la Masa Modal.....	126
Tabla N° 56: Verificación del cortante estático vs cortante dinámico	127
Tabla N° 57: Deriva estática del espectro de respuesta NEC 2015, $T_r = 475$ años	127
Tabla N° 58: Deriva dinámica del espectro de respuesta NEC 2015, $T_r = 475$ años	128
Tabla N° 59: Deriva estática del espectro determinista	128
Tabla N° 60: Deriva dinámica del espectro determinista	128
Tabla N° 61: Datos de viga V1 sentido X e Y	132
Tabla N° 62: Datos de viga V2, sentido X e Y	132
Tabla N° 63: Análisis a flexión en viga V1, sentido X, nivel N+3.60, eje 4	133
Tabla N° 64: Análisis a flexión en viga V2, sentido X, nivel N+3.60, eje 6	135
Tabla N° 65: Análisis a corte en viga V1, sentido X, nivel N+3.60, eje 3	138
Tabla N° 66: Análisis a corte en viga V2, sentido X, nivel N+3.60, eje 6	140
Tabla N° 67: Datos de columna C1	140
Tabla N° 68: Cuantía de acero de columna C1	141
Tabla N° 69: Casos de cargas actuantes en columnas	142
Tabla N° 70: Análisis a corte en columna C1	149
Tabla N° 71: Rótulas plásticas en sentido X.....	150
Tabla N° 72: Rótulas plásticas en sentido Y.....	152
Tabla N° 73: Aceleraciones máximas en la estructura	160
Tabla N° 74: Aceleraciones máximas en la estructura	161
Tabla N° 75: Aceleraciones máximas en la estructura	161
Tabla N° 76: Aceleraciones máximas en la estructura	162
Tabla N° 77: Perfil de acero para las cruces de San Andrés.....	164
Tabla N° 78: Datos de columnas reforzadas	165

Tabla N° 79: Datos de vigas reforzadas.....	166
Tabla N° 80: Coeficientes que depende del sistema estructural	168
Tabla N° 81: Periodos de vibración.....	168
Tabla N° 82: Recalculo del coeficiente de cortante basal y factor de distribución de fuerzas	170
Tabla N° 83: Valores de Desplazamiento.....	170
Tabla N° 84: Participación de la masa modal	171
Tabla N° 85: Cortante estático vs cortante dinámico	171
Tabla N° 86: Deriva estática del espectro de respuesta NEC 2015, Tr = 475 años	171
Tabla N° 87: Deriva dinámica del espectro de respuesta NEC 2015, Tr =475 años	172
Tabla N° 88: Deriva estática del espectro determinista	172
Tabla N° 89: Deriva dinámica del espectro determinista	173
Tabla N° 90: Datos de la viga V1 reforzada	176
Tabla N° 91: Datos de la viga V1 reforzada 2	176
Tabla N° 92: Datos de la viga V2 reforzada	177
Tabla N° 93: Momento de fluencia en viga V1 reforzada para momento negativo	177
Tabla N° 94: Momento de fluencia en viga V1 reforzada para momento positivo.	179
Tabla N° 95: Comparación de la resistencia de fluencia y resistencia última de viga V1 reforzada y viga V1 sin reforzamiento	181
Tabla N° 96: Momento de fluencia en viga V1 reforzada 2 para momento negativo	182
Tabla N° 97: Momento de fluencia en viga V1 reforzada 2 para momento positivo	183
Tabla N° 98: Comparación de la resistencia de fluencia y resistencia última de viga V1 reforzada 2 y viga V1 sin reforzamiento	185
Tabla N° 99: Momento de fluencia en viga V2 reforzada para momento negativo	186
Tabla N° 100: Momento de fluencia en viga V2 reforzada para momento positivo	187
Tabla N° 101: Comparación de la resistencia de fluencia y resistencia última de viga V2 reforzada y viga V2 sin reforzamiento	189
Tabla N° 102: Análisis a flexión en viga V1 reforzada, sentido X, nivel N+3.60, eje 4	190
Tabla N° 103: Análisis a flexión en viga V1 reforzada 2, sentido Y, nivel N+3.60, eje A	192
Tabla N° 104: Análisis a flexión en viga V2 reforzada, sentido X, nivel N+3.60, eje 6	194
Tabla N° 105: Análisis a corte en viga V1 reforzada, sentido X, nivel N+3.60, eje 3	195
Tabla N° 106: Análisis a corte en viga V1 reforzada 2, sentido Y, nivel N+3.60, eje B.....	196
Tabla N° 107: Corte y torsión de diseño en viga V2 tramo A-B	197
Tabla N° 108: Análisis a corte en viga V2 reforzada, sentido X, nivel N+3.60, eje 6	198
Tabla N° 109: Datos de columna C1 reforzada.....	199
Tabla N° 110: Datos de columna C2 reforzada.....	199
Tabla N° 111: Casos de cargas actuantes en columnas reforzadas	201
Tabla N° 112: Análisis a corte en columna C1 reforzada.....	209
Tabla N° 113: Rótulas plásticas en sentido X	210

Tabla N° 114: Rótulas plásticas en sentido Y	212
Tabla N° 115: Puntos para la representación bilineal de la curva de capacidad, sentido X	224
Tabla N° 116: Puntos para la representación bilineal de la curva de capacidad, sentido Y	225
Tabla N° 117: Nivele de desempeño esperado en la estructura en sentido X (estructura especial)	226
Tabla N° 118: Nivele de desempeño esperado en la estructura en sentido Y (estructura especial)	228

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N° 1: Relación de fuerza-deformación	25
Figura N° 2: Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones	29
Figura N° 3: Curvas de peligro para la ciudad de Ambato	31
Figura N° 4: Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones	33
Figura N° 5: Modelo de Mander 1988.....	34
Figura N° 6: Modelo de Park 1975.....	35
Figura N° 7: Curvatura \emptyset de una sección sometida a momento flector	36
Figura N° 8: Diagrama momento vs curvatura (M- \emptyset).....	37
Figura N° 9: Curva de capacidad	38
Figura N° 10: Conversión de la curva de demanda a espectro de demanda	41
Figura N° 11: Factores de participación y coeficiente de masa modal	43
Figura N° 12: Representación bilineal del espectro de capacidad	44
Figura N° 13: Representación bilineal de la curva de capacidad FEMA 356.....	46
Figura N° 14: Sectorización de la curva de capacidad	47
Figura N° 15: Tipos de comportamientos inelásticos.....	47
Figura N° 16: Espectro de respuesta de aceleración-desplazamiento modificado (MADRS) con periodo secante	51
Figura N° 17: Determinación del punto de desempeño mediante iteración directa (Procedimiento A).....	53
Figura N° 18: Determinación del punto de desempeño mediante la intersección del espectro de capacidad y curva MADRS (Procedimiento B)	54
Figura N° 19: Lugar geométrico de posibles puntos de desempeño utilizando MADRS.....	54
Figura N° 20: Formas de modo típico en vigas y losas	56
Figura N° 21: Espectro de Fourier para la representación de la resonancia por la actividad humana	57
Figura N° 22: Acelerómetro CUSP-3C	60
Figura N° 23: Niveles de desempeño de diferentes estructuras deficientes	61
Figura N° 24: Diagrama de Whitney	62
Figura N° 25: Diagrama de iteraciones	66
Figura N° 26: Encamisado de hormigón	68
Figura N° 27: Columna con platinas metálicas ángulos de reforzamiento.....	69
Figura N° 28: Distancia entre platinas.....	70
Figura N° 29: Reforzamiento de vigas con perfiles de acero	72
Figura N° 30: Secciones transversales de vigas reforzadas.....	72
Figura N° 31: Columna con fibra de carbono FRP	73
Figura N° 32: Estructura reforzada con contravientos en X.....	75

Figura N° 33: Conexión del muro de corte en columnas.....	76
Figura N° 34: Conexión del muro de corte en vigas	76
Figura N° 35: Planta Baja, Nivel N: +0.00	78
Figura N° 36: Segundo nivel, Nivel N: +3.60.....	79
Figura N° 37: Tercer nivel, Nivel N: +7.20	79
Figura N° 38: Losa nivel N: +3.60	80
Figura N° 39: Losa nivel N: +7.20	81
Figura N° 40: Losa nivel N: +10.80	81
Figura N° 41: Ensayo con el martillo esclerométrico bajo criterios del ASTM C805 en columna, eje A3.	82
Figura N° 42: Separación entre estribos en columnas	86
Figura N° 43: Separación entre estribos en vigas	88
Figura N° 44: Confinamiento en traslape de varilla longitudinal	88
Figura N° 45: Determinación del factor de zona sísmica para el espectro de TR=2500 años	96
Figura N° 46: Espectros de respuesta	98
Figura N° 47: Ubicación del edificio en estudio	99
Figura N° 48: Ubicación del edificio en estudio en Google Earth.....	99
Figura N° 49: Edificio de la carrera de Administración de Empresas, Bloque 1 – UTA	100
Figura N° 50: Columna corta en la estructura.....	101
Figura N° 51: Vista en planta del edificio	101
Figura N° 52: Definición del hormigón.....	104
Figura N° 53: Definición del acero	104
Figura N° 54: Definición de columnas	105
Figura N° 55: Definición de vigas.....	106
Figura N° 56: Definición de losas	107
Figura N° 57: Definición de los patrones de carga	108
Figura N° 58: Espectros de respuesta NEC 2015 y espectro de respuesta determinista	109
Figura N° 59: Definición de la masa	110
Figura N° 60: Efectos P-Delta.....	110
Figura N° 61: Casos modales.....	111
Figura N° 62: Casos de carga.....	111
Figura N° 63: Casos de carga.....	112
Figura N° 64: Parámetros no lineales del hormigón	112
Figura N° 65: Parámetros no lineales del acero	113
Figura N° 66: Asignación de la carga gravitacional no lineal	113
Figura N° 67: Definición del pushover sentido X.....	114
Figura N° 68: Definición del pushover sentido Y	114
Figura N° 69: Asignación de rótulas plásticas en vigas	115
Figura N° 70: Asignación de rótulas plásticas en columnas	115
Figura N° 71: Función del pulso de una persona	116
Figura N° 72: Trazado del sendero en la estructura	117
Figura N° 73: Patrón de carga por cada paso.....	117
Figura N° 74: Caso de carga que representa el caminar de una persona	118
Figura N° 75: Masa vertical.....	118
Figura N° 76: Modelado de la estructura.....	123
Figura N° 77: Coeficiente basal del espectro determinista.....	125

Figura N° 78: Deriva inelástica estática en sentido X.....	129
Figura N° 79: Deriva inelástica estática en sentido Y.....	130
Figura N° 80: Deriva inelástica dinámica en sentido X.....	130
Figura N° 81: Deriva inelástica dinámica en sentido Y.....	131
Figura N° 82: Momento de demanda máximo en viga V1, ubicado en el sentido X, nivel N+3.60.....	133
Figura N° 83: Momento máximo de demanda en viga V2, ubicado en el sentido X, ubicado en el Nivel N+3.60.....	135
Figura N° 84: Corte máximo de demanda en viga V1, ubicado en el sentido X, nivel N+3.60.....	138
Figura N° 85: Corte máximo de demanda en viga V2, ubicado en el sentido X, nivel	139
Figura N° 86: Relación de demanda capacidad en columna C1, nivel N+3.60.....	141
Figura N° 87: Relación de demanda capacidad en columna C1, nivel N+7.20.....	142
Figura N° 88: Relación de demanda capacidad en columna C1, nivel N+10.80....	142
Figura N° 89: Diagrama de iteraciones en columna C1, sentido X, nivel N+3.60.	144
Figura N° 90: Diagrama de iteraciones en columna C1, sentido Y, nivel N+3.60.	145
Figura N° 91: Diagrama de iteraciones en columna C1, sentido X, nivel N+7.20.	145
Figura N° 92: Diagrama de iteraciones en columna C1, sentido Y, nivel N+7.20.	146
Figura N° 93: Diagrama de iteraciones en columna C1, sentido X, nivel N+10.80	146
Figura N° 94: Diagrama de iteraciones en columna C1, sentido Y, nivel N+10.80	147
Figura N° 95: Cortante máximo de demanda en columna C1.....	149
Figura N° 96: Formación de rótulas sentido X, paso 3.....	150
Figura N° 97: Formación de rótulas sentido X, paso 5.....	151
Figura N° 98: Formación de rótulas sentido X, paso 10.....	151
Figura N° 99: Formación de rótulas sentido Y, paso 4.....	153
Figura N° 100: Formación de rótulas sentido Y, paso 6.....	153
Figura N° 101: Formación de rótulas sentido Y, paso 8.....	154
Figura N° 102: Pushover sentido X.....	155
Figura N° 103: Pushover sentido Y.....	155
Figura N° 104: Punto de desempeño, espectro determinista, sentido X.....	156
Figura N° 105: Punto de desempeño, espectro NEC 2015, Tr=475 años, sentido X	156
Figura N° 106: Punto de desempeño, espectro NEC 2015, Tr=2500 años, sentido X	157
Figura N° 107: Punto de desempeño, espectro determinista, sentido Y.....	157
Figura N° 108: Punto de desempeño, espectro NEC 2015, Tr=475 años, sentido Y	158
Figura N° 109: Punto de desempeño, espectro NEC 2015, Tr=2500 años, sentido Y	158
Figura N° 110: Aceleraciones obtenidas en el tablero 1.....	159
Figura N° 111: Aceleraciones obtenidas en el tablero 2.....	160
Figura N° 112: Aceleraciones obtenidas en el tablero 3.....	161
Figura N° 113: Aceleraciones obtenidas en el tablero 4.....	162
Figura N° 114: Cruces de San Andrés en marcos exteriores.....	164
Figura N° 115: Modelado de la estructura reforzada.....	168
Figura N° 116: Coeficiente basal del espectro determinista.....	170

Figura N° 117: Deriva inelástica estática en sentido X	173
Figura N° 118: Deriva inelástica estática en sentido Y	174
Figura N° 119: Deriva inelástica dinámica en sentido X.....	174
Figura N° 120: Deriva inelástica dinámica en sentido Y.....	175
Figura N° 121: Diagrama momento-curvatura, viga V1 reforzada para momento negativo	178
Figura N° 122: Diagrama momento-curvatura, viga V1 reforzada para momento positivo.....	180
Figura N° 123: Diagrama momento-curvatura, viga V1 reforzada y viga V1 sin reforzamiento.....	181
Figura N° 124: Diagrama momento-curvatura, viga V1 reforzada 2 para momento negativo	183
Figura N° 125: Diagrama Momento-curvatura, viga V1 reforzada 2 para momento positivo.....	184
Figura N° 126: Diagrama momento-curvatura, viga V1 reforzada 2 y viga V1 sin reforzamiento.....	185
Figura N° 127: Diagrama Momento-curvatura, viga V2 reforzada para momento negativo	187
Figura N° 128: Diagrama Momento-curvatura, viga V2 reforzada para momento negativo	188
Figura N° 129: Diagrama momento-curvatura, viga V2 reforzada y viga V2 sin reforzamiento.....	189
Figura N° 130: Momento máximo de demanda en viga V1 reforzada, ubicado en el sentido X, nivel N+3.60	190
Figura N° 131: Momento máximo de demanda en viga V1 reforzada 2, ubicado en el sentido Y, nivel N+3.60	192
Figura N° 132: Momento máximo de demanda en viga V2 reforzada, ubicado en el sentido X, nivel N+3.60	193
Figura N° 133: Corte máximo de demanda en viga V1 reforzada, ubicado en el sentido X, nivel N+3.60	195
Figura N° 134: Corte máximo de demanda en viga V1 reforzada 2, ubicado en el sentido Y, nivel N+3.60	196
Figura N° 135: Corte máximo de demanda en viga V2 reforzada, ubicado en el sentido X, nivel N+3.60	197
Figura N° 136: Relación de demanda capacidad en columna C1 reforzada, nivel N+3.60.....	200
Figura N° 137: Relación de demanda capacidad en columna C1 reforzada 2, nivel N+3.60.....	200
Figura N° 138: Relación de demanda capacidad en columna C1 reforzada 2, nivel N+7.20.....	201
Figura N° 139: Relación de demanda capacidad en columna C1 reforzada 2, nivel N+10.80.....	201
Figura N° 140: Diagrama de iteraciones en columna C1 reforzada, sentido X, nivel N+3.60, eje F2	204
Figura N° 141: Diagrama de iteraciones en columna C1 reforzada, sentido Y, nivel N+3.60, eje F2	204
Figura N° 142: Diagrama de iteraciones en columna C1 reforzada 2, sentido X, nivel N+3.60, eje B3.....	205

Figura N° 143: Diagrama de iteraciones en columna C1 reforzada 2, sentido Y, nivel N+3.60, eje B3	205
Figura N° 144: Diagrama de iteraciones en columna C1 reforzada 2, sentido X, nivel N+7.20, eje F4	206
Figura N° 145: Diagrama de iteraciones en columna C1 reforzada 2, sentido Y, nivel N+7.20, eje F4	206
Figura N° 146: Diagrama de iteraciones en columna C1 reforzada 2, sentido X, nivel N+10.80, eje A4.....	207
Figura N° 147: Diagrama de iteraciones en columna C1 reforzada 2, sentido Y, nivel N+10.80, eje A4.....	207
Figura N° 148: Cortante máximo de demanda en columna C1 reforzada	209
Figura N° 149: Formación de rótulas sentido X, paso 3.....	211
Figura N° 150: Formación de rótulas sentido X, paso 11.....	211
Figura N° 151: Formación de rótulas sentido X, paso 12.....	212
Figura N° 152: Formación de rótulas sentido Y, paso 3.....	213
Figura N° 153: Formación de rótulas sentido Y, paso 9.....	214
Figura N° 154: Formación de rótulas sentido Y, paso 10.....	214
Figura N° 155: Pushover sentido X.....	215
Figura N° 156: Pushover sentido Y.....	216
Figura N° 157: Pushover de estructura reforzada y no reforzada, sentido X	216
Figura N° 158: Pushover de estructura reforzada y no reforzada, sentido Y	217
Figura N° 159: Punto de desempeño, espectro determinista, sentido X.....	218
Figura N° 160: Punto de desempeño, espectro NEC 2015, Tr=475 años, sentido X	219
Figura N° 161: Punto de desempeño, espectro NEC 2015, Tr=2500 años, sentido X	220
Figura N° 162: Punto de desempeño, espectro determinista, sentido Y.....	221
Figura N° 163: Punto de desempeño, espectro NEC 2015, Tr=475 años, sentido Y	222
Figura N° 164: Punto de desempeño, espectro NEC 2015, Tr=2500 años, sentido Y	223
Figura N° 165: Representación bilineal de la curva de capacidad, sentido X	224
Figura N° 166: Representación bilineal de la curva de capacidad, sentido X	225
Figura N° 167: Nivele de desempeño obtenido por cada demanda sísmica en sentido X	226
Figura N° 168: Nivele de desempeño obtenido por cada demanda sísmica en sentido Y	227

RESUMEN

En la presente investigación se realizó un análisis cualitativo y cuantitativo para determinar la vulnerabilidad del edificio de Administración de Empresas, bloque 1 de la Universidad Técnica de Ambato.

En el análisis cualitativo se realizó una inspección visual rápida, y mediante las matrices proporcionados por del FEMA 154 y de la NEC 2015, se determinó la vulnerabilidad sísmica donde se clasificó a la estructura como potencialmente peligrosa ante una actividad sísmica, esta clasificación se obtuvo por las irregularidades en planta y elevación, el tipo de suelo y problemas de golpeteo con estructuras adyacentes. En el análisis cuantitativo, con el software Etabs, se realizó un análisis dinámico espectral para conocer el comportamiento estructural, donde se demostró que no cumplen con la norma NEC 2015, posteriormente se realizó un análisis estático no lineal con las metodologías del ATC-40 y FEMA-440 donde se comprobó que la estructura no tiene la suficiente capacidad para alcanzar el nivel de desempeño esperado de acuerdo a la NEC 2015, se incorporó el análisis de vibraciones por la actividad humana al hacer uso del edificio, se modeló la estructura de acuerdo a la norma AISC 11 y se verificó que no presenta problemas de vibraciones. Se realizó una propuesta de reforzamiento estructural para incorporar rigidez utilizando cruces de San Andrés y, para otorgar ductilidad se reforzó los elementos estructurales con encamisado de acero, luego se realizó nuevamente el análisis cuantitativo donde se logró cumplir con los requisitos establecidos por las normas.

ABSTRACT

In this research, a qualitative and quantitative analysis was carried out to determine the vulnerability of the Business Administration building, block 1 of the Technical University of Ambato.

In the qualitative analysis, a quick visual inspection was carried out, and through the matrices provided by FEMA 154 and NEC 2015, the seismic vulnerability was determined where the structure was classified as potentially dangerous to seismic activity, this classification was obtained by irregularities in plan and elevation, soil type and knocking problems with adjacent structures. In the quantitative analysis, with the Etabs software, a dynamic spectral analysis was carried out to know the structural behavior, where it was shown that they do not comply with the NEC 2015 Standard, later a non-linear static analysis was carried out with the ATC-40 methodologies and FEMA-440 where it was found that the structure does not have enough capacity to reach the expected performance level according to the NEC 2015, the analysis of vibrations due to human activity was incorporated when making use of the building, the structure was modeled according to the AISC 11 standard and it was verified that it does not present vibration problems. A structural reinforcement proposal was made to incorporate rigidity using San Andrés crosses and, to provide ductility, the structural elements were reinforced with steel cladding, then the quantitative analysis was carried out again where it was possible to comply with the requirements established by the standards.

CAPÍTULO I

MARCO TEÓRICO

1.1. Antecedentes investigativos

El análisis de estructuras por desempeño sísmico ha tomado impulso en las normas de construcción de varios países que se encuentran en peligro sísmico, principalmente en los países de América donde se ven seriamente afectados por el Cinturón del Fuego del Pacífico. En base a los datos de registros históricos, Chile es el país que ha registrado el terremoto más fuerte en el mundo, con una magnitud de 9,5 en la escala de Richter. En el terremoto ocurrido en Northridge en 1994, de magnitud de 6,7 en la escala de Richter, el daño presentado en estructuras fue tal que, estructuras esenciales presentaban daños considerables al punto de no permanecer funcionales, ocasionando grandes pérdidas económicas. Por esta razón se vio en la necesidad de replantear los procedimientos de diseño con el fin de construir estructuras sismo resistentes con un desempeño predecible, [1].

En la actualidad se han incorporado manuales de institutos como Federal Emergency Management Agency FEMA 154, Applied Technology Council ATC-40, que crearon las metodologías más reconocidas de evaluación de estructuras pre y post evento sísmico [2].

Para conocer el desempeño de una estructura ante una sollicitación sísmica, se puede realizar mediante un análisis estático no lineal PUSHOVER, este método nos permitirá determinar la fuerza máxima que provocará el colapso real de la estructura, la capacidad resistente a fuerza lateral y su máxima ductilidad, los elementos más opcionales a fallar primero. Igualmente se verificará la degradación global de la resistencia, desplazamientos relativos inelásticos y el nivel de desempeño o criterios de aceptación de la estructura. [3].

En el Ecuador el terremoto más reciente ocurrió el 16 de abril del 2016 en la ciudad de Pedernales con una magnitud de 7.8, donde 7000 edificios colapsaron y 30000 quedaron afectados en toda la costa ecuatoriana, donde se evidenció una mala práctica

constructiva. Gran parte de estos edificios fueron construidos antes de la actual norma vigente, La Norma Ecuatoriana de Construcción 2015. [4].

En una investigación realizada por la Universidad de Guayaquil utilizando los métodos de evaluación del FEMA 154 a un edificio de tres niveles, se ha determinado que el edificio es vulnerable ante cargas laterales, debido a que el edificio no fue construido adecuadamente presentando leves grietas en la mampostería y porque las secciones de los elementos estructurales no cumplen con la actual norma ecuatoriana. [5].

De igual manera, la Universidad Central del Ecuador evaluó un edificio del centro educativo Juan Pablo I con la metodología del FEMA y también de la NEC, y en ambos métodos la estructura obtuvo un resultado que muestra una gran vulnerabilidad sísmica y que requiere de un reforzamiento estructural para cumplir con los requisitos que se estipulan en las normas de construcción. [6].

El criterio para el diseño de estructuras que maneja la NEC, está basado en el desempeño, cuya filosofía es salvaguardar la vida de sus ocupantes y garantizar la estabilidad de todo tipo de estructuras, pero no siempre se logra cumplir con este criterio, como se evidencia en el estudio de la Universidad Católica del Ecuador, en donde se realizó un análisis por desempeño utilizando el método estático no lineal en tres edificaciones de estructura metálica, ambas estructuras sobrepasan las derivas máximas permitidas y no cumplen con ciertos criterios de aceptación de los niveles de desempeño. [7].

La Guía Práctica para Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Estructuras de la NEC, establece los parámetros y recomendaciones de los análisis que se deben realizar a las estructuras y enfoca métodos de evaluación cualitativa que está basado en la observación del profesional evaluador, y métodos cuantitativos en el cual recomienda realizar un análisis estático no lineal PUSHOVER y poder conocer la capacidad que posee la estructura. [8]

1.2. Justificación

El territorio ecuatoriano se encuentra dentro del denominado Cinturón de Fuego del Pacífico, por lo que su actividad sísmica es alta, incluyendo eventos tales como el de 1906, que alcanzó una magnitud de 8.8, colocándolo dentro de los sismos más grandes

de la historia. El peligro sísmico en el Ecuador está regido principalmente por dos tipos de fuentes sísmicas: subducción y de tipo corticales. [9]

Por esta razón, las edificaciones deben ser construidas de acuerdo a un criterio sismo resistente como lo indica la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC 2015, y debido a los acontecimientos históricos de terremotos que se han presentado en nuestro país, se han ido actualizando ciertos parámetros, siendo más estricto para salvaguardar la vida de sus ocupantes. [10]

En la Universidad Técnica de Ambato, muchas de sus edificaciones fueron construidas siguiendo los parámetros de normas antiguas por lo que es posible que muchas de estas edificaciones no cumplan con las normas actuales, debido a esto es que se requiere verificar mediante un análisis de desempeño sísmico a través de la medición de vibraciones de uso de la estructura y realizar una comparación cualitativa y cuantitativa en base a los métodos de cálculo establecidos en normas o bibliografías actuales. [1]

En la edificación de la facultad de Ciencias Administrativas, bloque 1, se procederá con el análisis cualitativo el cual estará basado bajo los lineamientos del FEMA 154 (Federal Emergency Management Agency), en cual estará centrado en las matrices que éste proporciona para la evaluación del estado actual de la estructura y para el análisis cuantitativo se realizará un análisis PUSHOVER, con los procedimientos del ATC-40 (Applied Technology Council) y del FEMA 440 en la edificación para conocer la capacidad de la estructura. [11]

Finalmente, en función al enfoque planteado, resulta de vital importancia realizar este estudio debido a que el diseño y construcción de la edificación se realizó con normas anteriores a la actual norma vigente NEC 2015, y se requiere verificar el cumplimiento de los parámetros de la norma en base al estudio cualitativo y cuantitativo con la incorporación de las vibraciones de la estructura y en base a los resultados plantear un reforzamiento estructural.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

Realizar un análisis del desempeño estructural del edificio de Administración de Empresas, bloque 1, mediante la medición de vibraciones de uso del edificio.

1.3.2. Objetivos específicos

- Realizar un análisis cualitativo mediante inspección rápida y visual de la estructura con el fin de obtener información detallada del edificio mediante las matrices del FEMA 154 y la NEC 2015.
- Realizar un estudio cuantitativo mediante un análisis estático no lineal (Pushover) en función a las vibraciones de la estructura.
- Evaluar los resultados obtenidos y plantear un plan de reforzamiento estructural dinámico en caso de ser necesario.

1.4. Hipótesis

El desempeño sísmico del edificio de Administración de Empresas, Bloque 1, de la facultad de Ciencias Administrativas puede ser inadecuado y requerir de un reforzamiento estructural.

1.4.1. Variable dependiente

Desempeño sísmico del edificio de Administración de Empresas, bloque 1, de la facultad de Ciencias Administrativas.

1.4.2. Variable independiente

Reforzamiento estructural.

1.5. Fundamentación teórica

1.5.1. Peligro, vulnerabilidad y riesgo sísmico

1.5.1.1. Peligro sísmico

Es la probabilidad de ocurrencia dentro de un período específico de tiempo y dentro de un área dada, un movimiento sísmico con una intensidad determinada y tiene como objetivo estimar el movimiento del terreno en un lugar determinado, o proporcionar una evaluación del tamaño del sismo en la zona de estudio. El peligro sísmico describe los efectos provocados por movimientos sísmicos en el suelo de dicha zona, tales como la aceleración, velocidad, desplazamiento del terreno o intensidad macrosísmica de la zona. Para evaluar estos efectos es necesario analizar los fenómenos que ocurren a partir de la emisión de las zonas sísmicas en el foco del terremoto, hasta que estas ondas sísmicas llegan a la zona de estudio. [12].

1.5.1.2. Vulnerabilidad sísmica

Se denomina vulnerabilidad al grado de daño que sufre una estructura debida a un evento sísmico de determinadas características. Estas estructuras se pueden calificar en “más vulnerables” o “menos vulnerables” ante un evento sísmico. Se debe tener en cuenta que la vulnerabilidad sísmica de una estructura es una propiedad intrínseca de cada estructura, y, además, es independiente de la peligrosidad del emplazamiento. En otras palabras, puede ser vulnerable, pero no estar en riesgo si no se encuentra en un lugar con determinado peligro sísmico. [12].

El resultado de los estudios de vulnerabilidad es un índice de daño que caracteriza la degradación que sufrirá una estructura de una tipología estructural dada, sometida a la acción de un sismo de determinadas características, [12].

1.5.1.3. Riesgo sísmico

El riesgo se incrementa con el factor de vulnerabilidad, considerando que el peligro es un fenómeno natural que no puede ser eliminado o reducido. Debido a que un evento sísmico no se puede predecir, se puede establecer la probabilidad de ocurrencia en un período de años, pero no en una fecha determinada. En conclusión, el riesgo sísmico es la combinación del peligro y la vulnerabilidad sísmica. [12].

1.5.2. Métodos de evaluación de la vulnerabilidad sísmica

Las predicciones de daño pueden ser evaluados por métodos empíricos donde la información es recolectada mediante la observación del profesional, en pocas palabras, mediante métodos cualitativos, en este caso el interés se centra en el nivel de seguridad con respecto al colapso de la construcción y si esta presenta una vulnerabilidad baja, mediana o alta. Por otro lado, si se interesa en conocer los daños físicos que pueden ocurrir, sean estructurales o no estructurales, en una edificación y el suelo en el cual está construido, será necesario emplear criterios y herramientas del análisis estructural, es decir la evaluación se realiza mediante métodos cuantitativos. [13].

1.5.3. Métodos cualitativos

Son métodos de evaluación rápida y sencilla de edificaciones diversas y seleccionar aquellas que requieren un posible análisis más detallado. Se utiliza para estudiar un gran conjunto de edificios donde se cuantifica el riesgo sísmico por zonas, o por mapas de escenarios sísmicos. [14]. En estos se introduce la opinión subjetiva de expertos y la utilización de datos empíricos, acumulados mediante la observación de daños sufridos por las estructuras en terremotos pasados. Las recopilaciones de los datos se pueden realizar mediante las matrices otorgadas por el FEMA 154 y la NEC 2015. [6].

1.5.3.1. Procedimiento de evaluación visual rápida FEMA 154

El manual FEMA 154 proporciona un procedimiento de evaluación visual rápida (RVS) que utiliza una metodología basada en una “encuesta en la acera” de un edificio y por formularios, se recopila la información mediante la observación propia de un profesional en un edificio desde el exterior, y si es posible, en el interior, con el fin de identificar, inventariar y clasificar edificios que son potencialmente sísmicamente peligrosos. Este procedimiento conlleva un bajo costo de análisis, y es el ingeniero profesional capacitado en diseño sísmico, que determina el final de la adecuación sísmica y la necesidad de rehabilitación. [15].

Para este procedimiento, el usuario debe identificar el material de construcción de carga de gravedad primario, el sistema primario estructural resistente a carga lateral e identificar los atributos de construcción que modifican el rendimiento sísmico esperado en el sistema resistente a carga lateral. De acuerdo a la sismicidad de la región de la estructura que está siendo encuestada, sea baja, moderada, alta, moderadamente

alta y muy alta, en cada una varía solamente en los valores de puntaje y en los modificadores de puntaje, la información se recopila en el formulario de dos páginas que se muestra en la tabla 1 y 2. [15].

Tabla N° 1: Formulario de recopilación de datos nivel 1 (alta sismicidad)

Exploración rápida visual de los edificios de posibles riesgos sísmicos.													Nivel 1					
FEMAP-154 Formulario de Recolección de Datos.													ALTA Sismicidad					
BOSQUEJO Dibujos Adicionales o Comentarios en Página Separada.													Dirección: _____ Código Postal: _____					
													Otra Identificación: _____ Uso: _____ Latitud: _____ Longitud: _____ Ss: _____ S1: _____ Inspector(s): _____ Fecha/Hora: _____ No. Pisos: _____ Grado Superior: _____ Grado Inferior: _____ Año de Construcción: _____ Superficie total del Suelo (sq. Ft.): _____ Código año: _____ Adiciones: <input type="checkbox"/> Ninguna <input type="checkbox"/> Sí, Años Construcción: _____ Ocupación: <input type="checkbox"/> Asamblea <input type="checkbox"/> Comercial <input type="checkbox"/> Ser. Emergencia <input type="checkbox"/> Histórico <input type="checkbox"/> Albergue <input type="checkbox"/> Industrial <input type="checkbox"/> Oficina <input type="checkbox"/> Escuela <input type="checkbox"/> Gobierno <input type="checkbox"/> Utilidad <input type="checkbox"/> Almacén <input type="checkbox"/> Unid. Residenciales. _____					
Tipo de Suelo: <input type="checkbox"/> A <input type="checkbox"/> B <input type="checkbox"/> C <input type="checkbox"/> D <input type="checkbox"/> E <input type="checkbox"/> F <input type="checkbox"/> DNK Roca Roca Suelo Suelo Suelo Suelo DNK, asumir Tipo D Dura Débil Denso Duro Blando Pobre													Riesgos Geológicos: Licuefacción: Sí/No/No sé Deslizamientos: Sí/No/ No Sé Rup.Superf: Sí/No/No sé Adyacencia: Golpes Peligro de Caído del Edificio Adyacente Irregularidades: Vertical (tipo/severidad) _____ Plan (tipo) _____ Caída de Exterior: Chimeneas sin soporte lateral Revestimiento pesado o de chapa de madera Peligros: Parapetos Apéndices Otros: _____					
COMENTARIOS: _____ _____ _____																		
NOTA DE BASE, MODIFICADORES, Y ÚLTIMA PUNTIACIÓN NIVEL 1, SL1																		
FEMA TIPO DE EDIFICIO	NO SABEMOS	W1	W1A	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (URMI NF)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URMI NF)	PC1 (TV)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM	MH
Puntaje Básico		3.6	3.2	2.9	2.1	2	2.6	2	1.7	1.5	2	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1	1.5
Irregularidad Vertical Grave, VI 1		-1.2	-1.2	-1.2	-1	-1	-1.1	-1	-0.8	-0.9	-1	-0.7	-1	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA
Irregularidad Vertical Moderada, VL1		-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.5	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	NA
Plan de Irregularidad, PL1		-1.1	-1	-1	-0.8	-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.5	-0.7	-0.6	-0.7	-0.7	-0.4	NA
Pre-Código		-1.1	-1	-0.9	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-0.5	-0.5	0	-0.1
Posterior-año de Referencia		1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2	2.4	2.1	2.1	NA	1.2
Suelo Tipo A o B		0.1	0.3	0.5	0.4	0.6	0.1	0.6	0.5	0.4	0.5	0.3	0.6	0.4	0.5	0.5	0.3	0.3
Suelo Tipo E(1-3 Pisos)		0.2	0.2	0.1	-0.2	-0.4	0.2	-0.1	-0.4	0	0	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.4
Suelo Tipo E(>3 Pisos)		0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	NA	-0.6	-0.4	-0.5	-0.7	-0.3	NA	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	NA
Puntaje Mínimo SMIN		1.1	0.9	0.7	0.5	0.5	0.6	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	1
FINAL PUNTAJE NIVEL 1, SL1>=SMIN																		
Alineamiento de Control					OTROS RIESGOS					ACCIÓN REQUERIDA								
Exterior <input type="checkbox"/> Parcial <input type="checkbox"/> los pisos <input type="checkbox"/> Aéreo Interior: <input type="checkbox"/> Ninguna <input type="checkbox"/> Visible Dibujo comentado: <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No Tipo de fuente de Suelo: _____ Tipo de fuente de peligro Geológico: _____ Persona de Contacto: _____ LEVEL 2 SCREENING PERF ORMED? <input type="checkbox"/> Si, Puntaje Final Nivel 2, SL2 _____ <input type="checkbox"/> No Peligros no estructurales? <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No					Hay peligro que provocan una evaluación detallada estructural ? <input type="checkbox"/> Potencial golpeo (a menos que SL2>que el puntaje límite aceptable <input type="checkbox"/> Riesgos de caída de más edificios altos adyacentes <input type="checkbox"/> Riesgos Geológicos o tipo de Suelo <input type="checkbox"/> Daños significativos/deterioro al sistema estructural					Se requiere de una evaluación estructural detallada? <input type="checkbox"/> Si, tipo de edificación desconoce FEMA u otro tipo de edificio <input type="checkbox"/> Si, el puntaje menor que el puntaje límite aceptable <input type="checkbox"/> Si, otros peligros presentes <input type="checkbox"/> No Se recomienda una evaluación no estructural? <input type="checkbox"/> Si, peligros no estructurales identificados que deberían ser evaluados <input type="checkbox"/> No, existen peligros no estructurales que requieren de mitigación, pero no es necesaria una evaluación detallada <input type="checkbox"/> No, no se han identificado peligros no estructurales DNK								
Cualquier información que no pueda ser verificada, el evaluador deberá anotar lo siguiente, EST = Estimado o datos no confiables o DNK = no se sabe																		

Fuente: FEMA 154, Federal Emergency Management Agency

Tabla N° 2: Formulario de recopilación de datos nivel 2 (alta sismicidad)

Exploración rápida visual de los edificios de posibles riesgos sísmicos.				Nivel 2 (Opcional) Alta Sismicidad		
FEMA P-154 Formulario de Recolección de Datos.						
La recopilación de datos de nivel 2 opcional al ser realizado por un profesional de la ingeniería civil o estructurales, un arquitecto o un estudiante graduado con experiencia en la evaluación y el diseño de edificios sísmica.						
Nombre edificio: _____	Puntaje Final Nivel 1: SL = _____ (no se considera SM IN)		Irregularidad Vertical, VL = _____ Irregularidad en planta, PL = _____			
Inspector: _____	PUNTAJE BASE AJUSTADO: S' = (SL + VL + PL) = _____					
Fecha/Hora: _____						
MODIFICADORES ESTRUCTURAL PARA AGREGAR A LA PUNTUACIÓN DE REFERENCIA AJUSTADA						
Tema	Declaración (Si la declaración es verdadera, encierre un círculo el modificador "SI", sino tachar el modificador)			Si	Subtotales	
Irregularidad en elevación, VL2	Terreno en pendiente	Edificación W1 Existe al menos un piso de diferencia de nivel entre un lado de la edificación con respecto al otro		-12	VL2=	
	Piso débil y/o piso blando (encerrar máximo uno)	Edificación no W1 Existe al menos un piso de diferencia entre un lado de la edificación con respecto al otro.		-0.3		
		Edificación W1 con paredes cortas de entramado de madera: es visible este tipo de pared no arriostrada en el espacio dejado.		-0.6		
		Casa W1 con espacio ocupado sobre el garaje: Por debajo un piso ocupado, existe un espacio para garage sin un pórtico de acero resistente a momento, y existe menos de 20 cm de pared en la misma línea (para múltiples pisos ocupados por encima, usar como mínimo 40,6 cm de pared)		-12		
		Edificación WA con abertura frontal: Existen aberturas en la planta baja (como parqueaderos) sobre al menos el 50% de la longitud de la edificación.		-0.9		
		Edificación no W1 La longitud del sistema lateral en cualquier piso es menor que el 50% que el piso superior o la altura de cualquier piso está entre 13 y 2.0 veces la altura del piso superior.		-0.5		
	Discontinuidad	Edificación no W1 La longitud del sistema lateral en cualquier piso se encuentra entre el 50% y 75 % que el piso superior o la altura de cualquier piso está entre 13 y 2.0 veces la altura del piso superior.		-10		
		Los elementos verticales del sistema lateral en un piso superior están desplazados de aquellos en el piso inferior causando que el diafragma de piso trabaje en voladizo.		-0.5		
		Los elementos verticales del sistema lateral en pisos superiores están desalineados con aquellos en pisos inferiores. Existe una discontinuidad en el plano de los elementos laterales que es mayor que la longitud de estos elementos.		-0.3		
	Columnas cortas	C1 C2, C3, PC1 PC2, RM 1 RM 2: Al menos el 20% de las columnas (o pilares) a lo largo del eje de columna en el sistema lateral tienen relaciones altura/profundidad menores al 50% de la relación nominal altura/profundidad en ese nivel.		-0.5		
C1 C2, C3, PC1 PC2, RM 1 RM 2: La profundidad de la columna (o ancho de pilares) es menor que la mitad de la profundidad del antepecho existen paredes de relleno o pisos adyacentes que cortan a la columna		-0.5				
Nivel desplazado	Existe un nivel desplazado en una de las plantas o en el techo.		-0.5			
Otra Irregularidad	Se observa otra irregularidad severa en elevación que obviamente afecta al desempeño sísmico de la edificación. VL2		-10			
	Se observa otra irregularidad moderada en elevación que obviamente afecta al desempeño sísmico de la edificación.		-0.5			
Irregularidad en planta, PL2	Irregularidad torsional: El sistema lateral no aparece relativamente bien distribuido en planta en una o en ambas direcciones. (No se incluye la abertura frontal del WA mencionada anteriormente).			-0.7	PL2	
	Sistemas no paralelos: Existen uno o más elementos verticales grandes del sistema lateral que no son ortogonales entre si			-0.4		
	Esquina reentrante: Ambas proyecciones de la esquina interior excede el 25% de toda la dimensión en planta en esa dirección.			-0.4		
	Abertura de diafragma de piso: Existe una abertura en el diafragma de piso con un ancho mayor al 50% del ancho total del diafragma en ese nivel.			-0.2		
	Discontinuidad fuera del plano en Edificaciones C1 C2: Las vigas exteriores no están alineadas con las columnas en planta.			-0.4		
Redundancia	Otra irregularidad: Se observa otra irregularidad en planta que obviamente afecta al desempeño sísmico de la estructura.			-0.7		
Golpeteo	La edificación tiene al menos dos vanos con elementos laterales en cada lado de la edificación en cada dirección.			0.3		
	La edificación está separada de la estructura adyacente por menos del 1% de la altura de la edificación más baja y estructura adyacente y.	Los pisos no se alinean verticalmente por más de 61 cm. Una edificación es 2 o más pisos más alta que la otra. La edificación está al final del bloque o manzana.	El valor límite del modificador de puntaje por golpeteo es -1	-10		
Edificación S2	Es visible una geometría K de arriostramiento.			-10		
Edificación C1	Placas planas sirven como vigas en el pórtico resistente a momento.			-0.4		
Edificación PC1RM	Existen uniones techo-pared que son visibles o que no están sujetos a flexión transversal según planos. (No se combina con modificadores de Post-Referencia o de Readecuación).			0.3		
Edificación PC1RM	La edificación está estrechamente espaciada, paredes interiores de altura completa (preferible que un espacio interior con pocas paredes como en una bodega.)			0.3		
URM	Paredes triangulares (gable walls) presentes.			-0.4		
MH	Existe un sistema de arriostramiento sísmico adicional previsto entre el suelo y la vivienda.			12		
Readecuación	Una readecuación o un reacondicionamiento exhaustivo es visible o se conoce por los planos dados.			14		
PUNTAJE FINAL NIVEL 2, SL2 = (S' + VL2 + PL2 + M) ≥ SM IN:				Transferir al Formulario Nivel 1		
Se observa algún daño o deterioro u otra condición que afecta negativamente al desempeño sísmico de la edificación: <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No						
Si es afirmativo, describir la condición en la sección posterior de comentarios e indicar en el formulario del Nivel 1 si una evaluación detallada es requerida independientemente del puntaje de la edificación						
PELIGROS NO ESTRUCTURALES OBSERVADOS						
Ubicación	Declaración (Chequear "Si" o "No")			Si	No	Comentario
Exterior	Existe un antepecho de mampostería no reforzada no arriostrada o una chimenea de mampostería no reforzada.					
	Existen revestimientos pesados.					
	Existe un techado pesado sobre puertas de salida o pasillos peatonales que parecen estar soportados inadecuadamente.					
	Existe un anexo de mampostería no reforzada sobre puertas de salida o pasillos peatonales.					
	Existe un aviso colocado en la edificación que indica que hay materiales peligrosos presentes.					
	Existe una edificación adyacente más alta con una pared URM no anclada o un antepecho o chimenea URM no arriostrados.					
Interior	Otro peligro exterior observable no estructural que pueda caer.					
	Existen tejas de arcilla o tabiques de ladrillo en gradas o corredores de salida.					
Desempeño Sísmico no Estructural Estimado (Chequear el recuadro apropiado y transferido a las conclusiones del formulario del Nivel 1)	<input type="checkbox"/> Peligros potenciales no estructurales con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes → Evaluación No Estructural Detallada recomendada					
	<input type="checkbox"/> Peligros no estructurales identificados con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes → Pero Evaluación No Estructural Detallada no requerida					
<input type="checkbox"/> Peligros no estructurales menores o inexistentes que amenacen a la seguridad de vida de los ocupantes → Evaluación No Estructural Detallada no requerida.						
Comentarios						

Fuente: FEMA 154, Federal Emergency Management Agency

En el formulario Nivel 1 se detalla la identificación e información del edificio, el uso, el número de pisos, el año de construcción, el código para el cual fue diseñado,

irregularidades verticales y en planta, entre otros. Permite identificar el tipo de suelo en el que está construido la edificación, el sistema estructural del edificio y la evaluación que necesita de acuerdo al puntaje obtenido. El formulario Nivel 2 es opcional, y permite al usuario modificar el puntaje final con modificadores de puntaje que se relacionan con la posibilidad de colapso del edificio, además se detalla más irregularidades tanto en planta como elevación que puede presentarse en una edificación. La puntuación final oscila entre 0 a 7 y la puntuación más alta relaciona a una estructura más resistente ante a un sismo, cuando el resultado es menor o igual a 2, la estructura es inestable y requiere de un análisis más detallado. Partiendo de un análisis lineal, en caso de que no cumpla se realizará un análisis no lineal, y en caso de no cumplir se requerirá de un reforzamiento. [5].

El uso del puntaje final de la evaluación RVS se utiliza para la estimación de la probabilidad del colapso de la estructura de forma aproximada de la siguiente manera: un puntaje final S de 2 significa que hay una probabilidad de colapso de 1 en 10^2 o 1 en 100, una puntuación de 3 será de 1 en 10^3 o 1 en 1000 de probabilidad de colapso ante un sismo. [15].

1.5.3.1.1. Tipo de suelo

El tipo de suelo es importante, y debe ser identificado por el evaluador en la visita al campo del edificio, de acuerdo al manual FEMA el tipo de suelo se identifica desde la A hasta letra F como se muestra en la tabla N° 3, en caso de que no se conozca el tipo de suelo DNK (no sé), el tipo de suelo que se debe asumir para el formulario será el suelo tipo D. Existen varias fuentes en las que se puede obtener información del tipo de suelo, uno de ellos es de la ingeniería geotécnica, se puede revisar los documentos de construcción para conocer el tipo de suelo con el que fue diseñado, o mediante ensayos como el ensayo SPT donde se obtiene el número de golpes N y mediante la velocidad de onda de corte V_s . [15].

Tabla N° 3: Tipo de suelo FEMA

DEFINICIONES DE TIPO DE SUELO			
Tipo de suelo / Sitio	Velocidad de onda de corte V_s	Conteo de golpes estándar, N	Resistencia al corte no entrenada de los 100 pies superiores S_u
A. Roca dura	$V_s > 5000$ ft/s		

B. Roca	2500 ft < Vs < 5000 ft/s		
C. Suelo muy denso y roca blanda	1200 ft/s < Vs < 2500 ft/s	N > 50	Su > 2000 psf
D. Suelo rígido	600 ft/s < Vs < 1200 ft/s	15 < N < 50	1000 psf < Su < 200 psf
E. Suelo de arcilla suave	Vs ≤ 600 ft/s	N < 15	Su < 1000 psf
	Más de 10 pies de suelo blando con índice de plasticidad IP > 20, contenido de agua w > 40% y Su < 500 psf		
F. Suelo pobre	<p>Suelos que requieren evaluaciones específicas del sitio.</p> <ul style="list-style-type: none"> • Suelos vulnerables a posibles fallas o colapso bajo carga sísmica, como suelos licuables, arcillas rápidas y altamente sensibles, suelos débilmente cementados. • Más grueso que 10 pies de turba o arcilla altamente orgánica. • Arcillas de muy alta plasticidad (25 pies con IP > 75) • Más de 120 pies de arcillas blandas o medias rígidas. 		

Fuente: FEMA 154, Federal Emergency Management Agency

1.5.3.1.2. Tipo de sistema estructural

El FEMA 154 permite identificar el tipo de sistema estructural, consta de 17 tipos en las cuales se detalla a continuación.

Tabla N° 4: Tipo de sistema estructural

TIPO DE EDIFICIO DE FEMA	
W1	Viviendas unifamiliares o multifamiliares con estructura de madera liviana de uno o más pisos de altura
W1A	Edificios residenciales de varias unidades con múltiples marcos de madera liviana con áreas de planta en cada piso de más de 3000 pies cuadrados
W2	Edificios comerciales e industriales con marcos de madera con una superficie de más de 5000 pies cuadrados
S1	Edificios de estructura de acero resistentes a los momentos
S2	Edificios con estructura de acero arriostrado
S3	Edificios de metal ligero
S4	Edificios con estructura de acero con muros de corte de hormigón
S5	Edificios con estructura de acero con paredes de relleno de mampostería no reforzada
C1	Pórticos de hormigón resistentes a momento
C2	Edificios con muros de corte de hormigón
C3	Estructuras de hormigón con muros rellenos de mampostería no reforzada

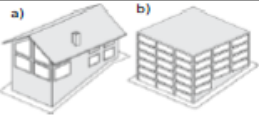

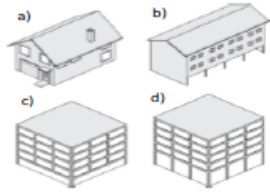

PC1	Construcción basculante
PC2	Edificios prefabricados de hormigón armado
RM1	Edificios de mampostería reforzada con diafragmas de piso y techos flexibles
RM2	Edificios de mampostería reforzados con diafragmas rígidos de piso y techo
URM	Edificios con muros de carga de mampostería no reforzada
MH	Vivienda prefabricada

Fuente: FEMA 154, Federal Emergency Management Agency

1.5.3.1.3. Irregularidad vertical

El manual muestra siete tipos de irregularidades verticales que puede presentar la estructura de acuerdo a su construcción y factores externos, cada una penalizada de acuerdo al nivel de daño que puede sufrir ante un evento sísmico. [15].

Tabla N° 5: Tipos de irregularidades verticales FEMA.

La irregularidad vertical		Gravedad	Nivel 1 Instrucciones
Declive del Sitio		Varia	Aplicar si hay más de una pendiente de una sola planta de un lado del edificio a la otra. Evaluar como grave para edificios W1, como se muestra en la figura (a); evaluar como moderada para todos los demás tipos de construcción, como se muestra en la figura (b).
Pared de sótanos sin refuerzo		Moderado	Aplicar si se observan muros bajos sin refuerzo en el espacio de acceso del edificio. Esto se aplica a los edificios W1. Si está ocupado el sótano, tenga en cuenta esta condición como una historia suave.
Planta baja débil o blanda		Grave	Aplicar: La figura (a): Para una casa W1 con el espacio ocupado sobre un garaje con longitudes de pared limitadas o cortas a ambos lados de la abertura de garaje. La figura (b): Para un edificio W1A con un frente abierto en la planta baja (por ejemplo, para el estacionamiento). La figura (c): Cuando una de los pisos tiene menos de pared o menos columnas que los demás (Por lo general el piso de abajo). La figura (d): Cuando una de los pisos es más alto que los otros (por lo general la parte inferior del edificio).
Fuera del plano de rotoceso		Grave	Aplicará si las paredes del edificio no se apilan verticalmente en el plan. Esta irregularidad es más grave cuando los elementos verticales del sistema lateral en los niveles superiores están por fuera de los que están en los niveles más bajos, como se muestra en la figura (a). La condición en la Figura (b) también desencadena esta irregularidad. Si las paredes no aplicables son conocidos por ser no estructural, no se aplica esta irregularidad. Aplicar el revés si es mayor que o igual a 2 pies

La irregularidad vertical		Gravedad	Nivel 1 Instrucciones
Plano de retroceso		Moderado	Aplicar si hay un desplazamiento del sistema lateral en el plano. Por lo general, esto se puede observar en el marco arriostrado (Figura (a)) y edificios de muros de cortante (Figura (b)).
Columna corta/pilar		Grave	<p>Aplicara si:</p> <p>La figura (a): algunas columnas/pilar son mucho mas corta que las típicas columnas /pilares en la misma linea</p> <p>La figura (b): Las columnas/pilares son estrechas en comparación con la profundidad de las vigas.</p> <p>La figura (c): Existen muros de relleno que acortan la altura libre de la columna. Tenga en cuenta esta deficiencia se observa típicamente en hormigon y acero de construcción mas antiguos.</p>
Niveles de división		Moderado	Aplicará si los pisos del edificio no se alinean o si hay un paso en el nivel del techo. B-16




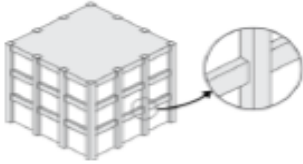
Fuente: FEMA 154, Federal Emergency Management Agency

1.5.3.1.4. Irregularidad en planta

Es otro parámetro que afecta el desempeño de la estructura y puede ser más crítico en ciertos sistemas estructurales como los de madera, muchas estructuras presentan este problema por lo que es importante realizar este análisis. [15].

Tabla N° 6: Tipos de irregularidades en planta FEMA

La irregularidad planta		Nivel 1 Instrucciones
Torsion		Aplicar si hay una buena resistencia lateral en una dirección, pero no la otra, o si hay rigidez excéntrica en el planta (como se muestra en las figuras (a) y (b); paredes sólidas en dos o tres lados con paredes con las porciones de aberturas en los lados restantes).

Sistemas no paralelos		Aplicará si los lados del edificio no forman ángulos de 90 grados.
Esquina de reentrada		Aplicará si hay un rincón de reentrada, es decir, el edificio es L, T, T, o en forma de +, con proyecciones de más de 20 pies. Siempre que sea posible, comprobar para ver si hay separaciones sísmicas donde las alas se encuentran. Si es así, evaluar para machacar.
Las aberturas de diafragma		Aplicar si hay una abertura que tiene una anchura de más de 50% de la anchura de la membrana en cualquier nivel.
Vigas no alineadas con columnas		Aplicará si las vigas exteriores no se alinean con las columnas en la planta. Típicamente, esto se aplica a edificios de concreto, donde las columnas perimetrales están por fuera de las vigas perimetrales.

Fuente: FEMA 154, Federal Emergency Management Agency

Utilizando todos los parámetros de identificación de daño y pérdidas disponibles es posible determinar una puntuación final S_{L1} , de acuerdo al tipo de estructura analizada, mediante la suma de los puntajes de los modificadores de la tabla 7. [15].

Tabla N° 7: Modificadores de puntaje

NOTA DE BASE, MODIFICADORES, Y ULTIMA PUNTUACIÓN NIVEL 1, SL1																		
FEMA TIPO DE EDIFICIO	No Sabemos	W1	W1A	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (URMIN F)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URMI NF)	PC1 (TV)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM	MH
Puntaje Basico		3,6	3,2	2,9	2,1	2,0	2,6	2,0	1,7	1,5	2,0	1,2	1,6	1,4	1,7	1,7	1,0	1,5
Irregularidad Vertical Grave, VL1		-1,2	-1,2	-1,2	-1,0	-1,0	-1,1	-1,0	-0,8	-0,9	-1,0	-0,7	-1,0	-0,9	-0,9	-0,9	-0,7	NA
Irregularidad Vertical Moderada, VL2		-0,7	-0,7	-0,7	-0,6	-0,6	-0,7	-0,6	-0,5	-0,5	-0,6	-0,4	-0,6	-0,5	-0,5	-0,5	-0,4	NA
Plan de Irregularidad, PL1		-1,1	-1,0	-1,0	-0,8	-0,7	-0,9	-0,7	-0,6	-0,6	-0,8	-0,5	-0,7	-0,6	-0,7	-0,7	-0,4	NA
Pre-Codigo		-1,1	-1,0	-0,9	-0,6	-0,6	-0,8	-0,6	-0,2	-0,4	-0,7	-0,1	-0,5	-0,3	-0,5	-0,5	0,00	-0,1
Posterior-año de Referencia		1,6	1,9	2,2	1,4	1,4	1,1	1,9	NA	1,9	2,1	NA	2,0	2,4	2,1	2,1	NA	1,2
Suelo Tipo A o B		0,1	0,3	0,5	0,4	0,6	0,1	0,6	0,5	0,4	0,5	0,3	0,6	0,4	0,5	0,5	0,3	0,3
Suelo Tipo E(1-3 Historia)		0,2	0,2	0,1	-0,2	-0,4	0,2	-0,1	-0,4	0,0	0,0	-0,2	-0,3	-0,1	-0,1	-0,1	-0,2	-0,4
Suelo Tipo E(>3 Historia)		0,3	-0,6	-0,9	-0,6	-0,6	NA	-0,6	-0,4	-0,5	-0,7	-0,3	NA	-0,4	-0,5	-0,6	-0,2	NA
Puntaje Mínimo S_{MIN}		1,1	0,9	0,7	0,5	0,5	0,6	0,5	0,5	0,3	0,3	0,3	0,2	0,2	0,3	0,3	0,2	1,0
FINAL PUNTAJE NIVEL 1, $SL1 \geq S_{MIN}$																		

Fuente: FEMA 154, Federal Emergency Management Agency

1.5.3.2. Procedimiento de evaluación sísmica NEC 2015

El procedimiento que utiliza la NEC para la evaluación e inspección de estructuras está basado en los criterios del FEMA 154, el procedimiento a llevar a cabo es igual, se realiza la inspección del edificio identificando su sistema estructural y su vulnerabilidad, se recopila la información en un formulario, en función de la zona sísmica ya sea baja, moderada y alta. [8]

Tabla N° 8: Formulario de evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica

EVALUACIÓN VISUAL RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICACIONES														
ESQUEMA ESTRUCTURAL EN PLANTA Y EVALUACION 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													
TIPOLOGIA 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 laminado con muros	S4								
				Pórtico acero con paredes mampostería	S5									
PUNTAJES BASICOS, 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	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 EDIFICACION														
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	-0.4	-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														
GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA														
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, NEC 2015

En el formulario se puede documentar los datos de la edificación, datos del profesional evaluador, así como también adjuntar una fotografía de la edificación, las irregularidades tanto en planta como en elevación, entre otras cosas que se observan en el formulario, de la misma manera que el manual FEMA 154, es necesario identificar el tipo de suelo y el tipo de sistema estructural de la edificación en estudio.

1.5.3.2.1. Tipo de suelo NEC

La NEC define seis tipos de perfil de suelo tipo A, B, C, D, E y F, y de acuerdo a la velocidad de onda de corte V_s se tiene la siguiente clasificación. [7].

Tabla N° 9: Clasificación de los perfiles de suelo NEC

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$ ms
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios.	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ Kpa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante ,o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 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)	

F3 - Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5\text{m}$ con índice de Plasticidad $IP > 75$)
F4 - Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 30\text{m}$)
F5 - Suelos con contrastes de impedancia a ocurriendo dentro de los primeros 40 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de onda de corte.
F6 - Rellenos colocados sin control ingenieril

Fuente: NEC_SE_DS_ (Peligro sísmico)

La velocidad de onda de corte V_s por lo general es determinada mediante el ensayo de refracción sísmica, pero a partir del número de golpes N , se puede determinar la velocidad de onda de corte mediante ecuaciones empíricas, las ecuaciones que permiten una buena correlación entre V_s y N son las de Kirar et al.2016. [16].

Para todo tipo de suelo:

$$V_s = 99.5 N^{0.345}$$

Para suelos arenosos:

$$V_s = 100.3 N^{0.338}$$

Para suelos arcillosos:

$$V_s = 94.4 N^{0.379}$$

1.5.3.2.2. Tipo de sistema estructural NEC

Es necesario la identificación del sistema estructural para la evaluación, en el caso de no poder identificarlo, se deberá eliminar aquellos sistemas estructurales que sean imposibles para la estructura en estudio y calificar las posibles opciones que quedan. El puntaje final, S , a considerar será el menor valor. La clasificación se ha dividido en 13 tipologías de sistema estructural y se presenta a continuación.

Tabla N° 10: Tipología del sistema estructural

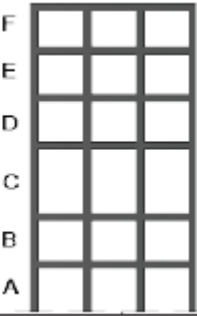
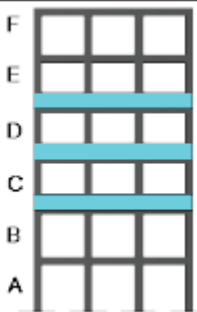
TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL					
Madera	W1	Pórtico Hormigón Armado	C1	Pórtico Acero Laminado	S1
Mampostería sin refuerzo	URM	Pórtico H. Armado con muros estructurales	C2	Pórtico Acero Laminado con diagonales	S2
Mampostería reforzada	RM	Pórtico H. Armado con mampostería confinada sin refuerzo	C3	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

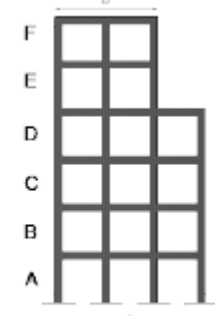
Fuente: Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, NEC 2015.

1.5.3.2.3. Irregularidad vertical

En general, las estructuras deben evitar configuraciones complejas debido a que afecta su desempeño, la NEC también posee criterios para penalizar a una estructura si esta es irregular o presente patologías como columnas cortas, para conocer si una estructura es irregular la norma establece lo siguiente: [7].

Tabla N° 11: Tipos de irregularidades en elevación NEC

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

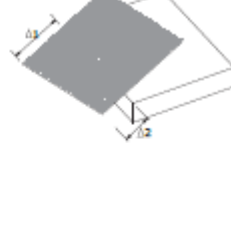
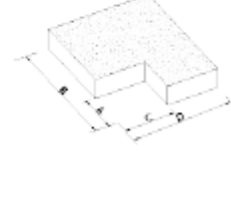
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_s=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: NEC_SE_DS_ (Peligro sísmico)

1.5.3.2.4. Irregularidad en planta

Para las configuraciones complejas en planta, la norma también establece criterios para considerar si la estructura es irregular, para este caso existe cuatro tipos de irregularidades.

Tabla N° 12: Tipos de Irregularidades en Planta NEC

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_n=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_n=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	

<p>Tipo 3 -Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_p=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[CxD + CxE] > 0.5AxB$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_p=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: NEC_SE_DS_ (Peligro sísmico)

Se obtiene una puntuación final S, para una edificación, el grado de vulnerabilidad se obtiene mediante la suma y/o resta de los valores de modificadores, si se obtiene un S mayor a 2.5 se considera que la estructura tiene una vulnerabilidad baja, si S está entre 2 y 2.5 se considera una vulnerabilidad media y si el resultado S es menor a 2, entonces la estructura será una estructura de vulnerabilidad alta que requerirá una evaluación especial realizado por un profesional.[8].

Tabla N° 13: 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 de1977) 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, NEC 2015.

1.5.4. Métodos cuantitativos

Se basan en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones existentes mediante métodos que se fundamentan en los principios de diseño estructural utilizados por los códigos de construcción. El procedimiento se centra principalmente en la modelación de edificios en los cuales se puede representar su comportamiento real, con el fin de determinar los niveles de daño que puedan presentar los elementos estructurales y también elementos no estructurales o de la estructura misma en su conjunto. Los análisis que se llevan a cabo son más complejos y un costo de análisis alto, uno de los métodos más conocidos y empleados para un análisis estructural es el análisis estático no lineal PUSHOVER. [6].

1.5.4.1. Análisis estático no lineal PUSHOVER

El objetivo de este diseño sísmico por desempeño es determinar el comportamiento de una estructura ante cualquier tipo de sollicitación, se plantea que la edificación cumple su objetivo de salvaguardar la vida de sus ocupantes garantizando el no colapso de la estructura durante toda su vida útil. [10].

El análisis PUSHOVER se realiza con la aplicación de una carga monotónica lateral en toda la estructura hasta producir su inestabilidad, obteniendo la capacidad que puede soportar la estructura. Está basado básicamente en dos conceptos, la demanda que representa la sacudida del suelo producida por un terremoto, expresada en términos de aceleración y periodo (espectros de respuesta) y, la capacidad que representa el comportamiento inelástico de la estructura, esto puede ser representado mediante una curva de capacidad que compara el corte basal y los desplazamientos máximos. Realizando una combinación de estos parámetros se obtiene el nivel desempeño de la estructura. [3].

Para conocer la demanda es necesario establecer espectros de respuesta del sitio donde esté ubicada la edificación, para esto se hace uso de un análisis del peligro sísmico determinista, donde se obtiene registros de aceleraciones sismológicamente compatibles con las magnitudes de momentos sísmicos y debe ser escalonado de tal forma que la mediana de los registros se aproxime en el rango del periodo de interés para la estructura a analizar. Cuando no sea posible la obtención de estos registros

sísmicos, se puede realizar un análisis de peligro sísmico probabilista, donde se utiliza el espectro de diseño establecido por las normas de construcción. [8].

La capacidad global de la estructura es determinada a través de la capacidad de todos los componentes estructurales que lo conforman, sean columnas, vigas, muros, entre otros, se puede conocer el comportamiento no lineal de estos elementos, con la ayuda de las propiedades de los materiales con los cuales fueron construidos. [3].

1.5.4.2. Niveles de desempeño estructural y rangos

Según el ATC-40, Cada nivel de desempeño describe los estados de daño posibles en la estructura. Para esto se define tres estados discretos o límites: ocupación inmediata, seguridad, y estabilidad estructural, los cuales están designados con la abreviación SP-n (“Structural Performance”, donde n es un número). [17].

- ❖ **SP-1. Ocupación inmediata.** Poco daño luego del evento sísmico. Las capacidades y características de los elementos resistentes a carga lateral y vertical permanecen igual, lesiones por fallas estructurales insignificantes y la edificación permanece funcionando en su totalidad. [17].
- ❖ **SP-2. Daño controlado.** No es un nivel más bien un rango entre la Ocupación inmediata y Seguridad de Vida. En este nivel se trata de limitar el daño más allá del nivel de seguridad de vida, donde la ocupación no es una preocupación. Ejemplos de control de daño incluyen protección de características arquitectónicas significativas de edificios históricos o de valiosa capacidad de reparación. [17].
- ❖ **SP-3. Seguridad de vida.** Nivel donde puede haber ocurrido daño significativo en el sistema estructural, existe alguna probabilidad de colapso total o parcial de la estructura. Los componentes estructurales principales de la estructura no han colapsado, por lo que representa una amenaza para sus ocupantes. Mientras que las lesiones durante el terremoto pueden ocurrir, el riesgo de lesiones mortales por daños estructurales es muy bajo. Las reparaciones suelen ser extensas por lo que no suele ser recomendable una intervención debido a su costo. [17].
- ❖ **SP-4. Seguridad limitada.** No representa un nivel, sino un rango de estados de daño post terremoto que son menores que SP-3 (Seguridad de Vida) y

mayores que SP-5, (Estabilidad Estructural). El daño es tal que no se puede garantizar el nivel de seguridad de vida, pero si es mejor que la estabilidad estructural. Estas circunstancias incluyen casos en los que el nivel de seguridad de vida completo no es rentable, o cuando solo se mitigan algunas deficiencias estructurales críticas.[17].

- ❖ **SP-5. Estabilidad estructural.** El daño en este nivel es alto y puede ocasionarse el colapso total de la estructura. La estructura ha presentado gran pérdida de la rigidez y resistencia para soportar las cargas laterales, sin embargo, los componentes resistentes a la carga gravitacional siguen cumpliendo con sus funciones. Aunque el edificio conserva su estabilidad general, puede existir daños graves para las personas por caída de objetos tanto fuera y dentro del edificio y puede ocurrir el colapso tras una réplica de terremoto. Reparación estructural importante necesaria antes de su reocupación. [17].
- ❖ **SP-6. No considerado.** No se trata de un nivel de rendimiento, pero proporciona un marcador de posición para situaciones en las que solo se realiza una evaluación o modificación sísmica no estructural. [17].

1.5.4.3. Niveles de desempeño no estructurales

De la misma manera se les asigna un título y, para facilitar la referencia una letra. La letra se llama letra de rendimiento no estructural y se abrevia NP-n (“Nonstructural Performance”, donde n es la letra asignada). [17].

- ❖ **NP-A. Operacional.** Los elementos no estructurales generalmente están en su lugar y son funcionales. Aunque se debe esperar una interrupción y limpieza menores, todo el equipo y maquinaria deben estar funcionales. Los servicios públicos pueden no estar funcionales debido a daños significativos fuera del sitio. [17].
- ❖ **NP-B. Ocupación inmediata.** Elementos y sistemas no estructurales están generalmente en su lugar. Existen interrupciones en el entorno debido a la limpieza y rehabilitación. Las maquinarias o equipos deben permanecer funcionales ante la sacudida. [17].
- ❖ **NP-C. Seguridad de vida.** Daños considerables en los componentes y sistemas no estructurales, pero no existe el colapso o caída de elementos

pesados que causen lesiones graves dentro y fuera del edificio. No debe existir daños en tuberías de alta presión, tóxicas o de extinción de incendios. Las maquinarias o equipos pueden estar funcionales o que requieran de reparación, aunque exista la probabilidad de lesiones durante el sismo, no debe existir lesiones mortales por daños no estructurales. [17].

- ❖ **NP-D. Riesgo reducido.** En este estado se puede incluir daños extensos en los sistemas y componentes no estructurales, sin embargo, no se debe incluir el colapso de elementos sumamente pesados que puedan causar lesiones graves a grupo de personas como mampostería, revestimiento, parapetos, techos pesados, entre otros. Si bien puede existir lesiones graves aisladas, el riesgo de poner el peligro a un grupo de personas por fallas dentro y fuera del edificio es muy bajo. [17].
- ❖ **NP-E. No considerado.** Se limita a la evaluación de elementos no estructurales los que no tienen un efecto sobre la respuesta estructural. [17].

1.5.4.4. Nivel de desempeño de la edificación

Describe el desempeño global de la estructura. En este punto se realiza una combinación entre los niveles de desempeño de la estructura y de los componentes no estructurales. En la siguiente tabla se tiene las combinaciones dichas en donde NR corresponde a niveles de desempeño no recomendables.

Tabla N° 14: Nivel de desempeño de la edificación ATC-40

	<i>SP-1 Inmediata Ocupación</i>	<i>SP-2 Daño Controlado (rango)</i>	<i>SP-3 Seguridad</i>	<i>SP-4 Seguridad limitada (rango)</i>	<i>SP-5 Estabilidad Estructural</i>	<i>SP-6 No considerado</i>
<i>NP-A Operacional</i>	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
<i>NP-B Inmediata Ocupación</i>	1-B Inmediata Ocupación	2-B	3-B	NR	NR	NR
<i>NP-C Seguridad</i>	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
<i>NP-D Amenaza</i>	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
<i>NP-E No Considerado</i>	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable

Fuente: ATC-40, Applied Technology Council

- ❖ **1-A. Operacional.** Está relacionado con la funcionalidad. Los daños en los componentes estructurales son limitados. Los sistemas y elementos no estructurales permanecen funcionando. Las reparaciones no afectan ninguna función, se garantiza la seguridad de los ocupantes y se mantienen funcionales los servicios en la edificación. [17].
- ❖ **1-B. Ocupación inmediata.** Corresponde al criterio más utilizado para las edificaciones esenciales. Todos los servicios primarios permanecen funcionales, quizás algunos servicios secundarios presenten pequeñas interrupciones, pero de fácil e inmediata reparación. Se mantiene la seguridad de los ocupantes. [17].
- ❖ **3-C Seguridad de vida.** En este estado la estructura presenta una baja probabilidad de amenaza de vida de sus ocupantes. En este nivel de desempeño se espera alcanzar con la aplicación de los códigos sísmicos de construcción. Los daños en los elementos estructurales son limitados y en los elementos no estructurales presentar algunos fallos, se puede presentar fallos de servicios primarios (agua electricidad, etc.) y secundarios (acabados, fachadas, etc.), siempre que no atente contra la vida de los usuarios. [17].
- ❖ **5-E. Estabilidad estructural.** Este punto es el más crítico, debido a que la estructura ya no presenta ninguna resistencia a carga lateral cuando exista una réplica, sólo se mantiene con cierta capacidad el sistema resistente a carga vertical que mantiene la estabilidad de la estructura. El peligro es inminente por el colapso de la estructura tanto para los del interior como los transeúntes, la estructura ya no se puede reparar. [17].

1.5.4.5. Niveles de desempeño VISION 2000

El comité SEAOC Visión 2000 propone sus niveles de desempeño y el nivel de daño que la estructura obtendría al alcanzar cada nivel de desempeño, los límites de los niveles se establecen en función del desplazamiento elástico Δy y el desplazamiento inelástico Δp , de la curva de capacidad de la estructura que se definirá posteriormente. [18].

Tabla N° 15: Nivel de desempeño de la edificación VISION 2000

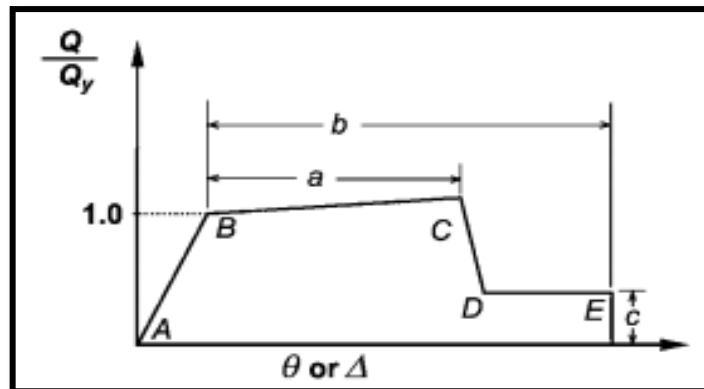
Nivel de desempeño	Descripción de los daños	Estado de daño	Límite de desplazamiento del Sistema
Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Todas las instalaciones y servicios operan normalmente luego del sismo.	Despreciable	Δy
Operacional	Daños ligeros en elementos 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: SEAOC Vision 2000 committee

1.5.4.6. Relación fuerza-deformación para elementos de hormigón armado

La relación fuerza-deformación está representada por una gráfica donde se puede conocer el comportamiento de un elemento en el rango lineal y no lineal. En la figura N° 1 se observa un diagrama fuerza vs deformación de un elemento dúctil como el hormigón, en donde la deformación puede expresarse como curvatura, rotación o elongación. [19].

Figura N° 1: Relación de fuerza-deformación



Fuente: ASCE 41-13

El rango AB de la gráfica representa el comportamiento elástico del material teniendo un punto A donde no se tiene ninguna aplicación de carga y un punto B que, para elementos de tensión o flexión, es la representación del punto de fluencia del material donde $Q/Q_y = 1$, para el concreto este punto representa el endurecimiento por deformación e incremento de resistencia cuando está bien confinado, y efectivamente la pendiente entre el punto BC indica el endurecimiento del material entre el 0-10% de la pendiente de fluencia AB, el rango CD es la pérdida de resistencia del material y finalmente el rango DE es donde el material falla por la acción de las fuerzas. [19].

Para conocer los parámetros que permiten el modelamiento de los elementos de concreto armado, es necesario basarnos de las tablas del AISC 41-13 que establece las limitaciones de ciertos elementos estructurales sobre la acción inelástica y los criterios de aceptación. [19].

Tabla N° 16: Parámetros para la modelación de vigas de concreto

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)				
	a	b		Performance Level				
			IO	LS	CP			
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{h_v d \sqrt{f'_c}}$						
ρ_{min}								
≤ 0.0	C	$\leq 3 (0.25)$	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	$\geq 6 (0.5)$	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	$\leq 3 (0.25)$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	$\geq 6 (0.5)$	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	$\leq 3 (0.25)$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	$\geq 6 (0.5)$	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	$\leq 3 (0.25)$	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	$\geq 6 (0.5)$	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
			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								
			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
			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 $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_h) 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: ASCE 41-13

Tabla N° 17: Parámetros para la modelación de columnas de concreto

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	0.060
≤0.1	≥0.006	≥6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045
≥0.6	≥0.006	≤3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009
≥0.6	≥0.006	≥6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007
≤0.1	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010
≤0.1	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005
≥0.6	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003
≥0.6	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii.^b							
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$						
≤0.1	≥0.006		0.0	0.060	0.0	0.0	0.060
≥0.6	≥0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.008
≤0.1	≤0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.006
≥0.6	≤0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^c							
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$						
≤0.1	≥0.006		0.0	0.060	0.4	0.0	0.060
≥0.6	≥0.006		0.0	0.008	0.4	0.0	0.008
≤0.1	≤0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0	0.006
≥0.6	≤0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

NOTE: f'_c is in lb/in.² (MPa) units.
^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
^bRefer to Section 10.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
^cWhere $P > 0.7A_g f'_c$, the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at $\leq d/3$ and the strength provided by the hoops (V_c) is at least 3/4 of the design shear. Axial load P should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.
^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Fuente: ASCE 41-13

Las columnas con refuerzo transversal con ganchos de 135° tienen condiciones que se establecen en la tabla N°18, se aproximan a las condiciones de fallas siguientes. [19].

- ❖ Condición i: Falla por flexión.
- ❖ Condición ii: Se espera primero la falla a flexión antes de la falla por corte.
- ❖ Condición iii. Falla por corte.

La condición para ganchos realizados a 90° suelen interpretarse de manera diferente debido a la deficiencia de comportamiento que este tiene, Para conocer cuando ocurre cada condición se debe analizar la capacidad a corte de la columna con la tabla 18. [19].

Tabla N° 18: Condiciones usadas para columnas

Shear Capacity Ratio	ACI 318 Conforming Seismic Details with 135-Degree Hooks	Closed Hoops with 90-Degree Hooks	Other (Including Lap-Spliced Transverse Reinforcement)
$V_p/V_o \leq 0.6$	i ^a	ii	ii
$1.0 \geq V_p/V_o > 0.6$	ii	ii	iii
$V_p/V_o > 1.0$	iii	iii	iii

^aTo qualify for condition i, a column should have $A_g/b_w s \geq 0.002$ and $s/d \leq 0.5$ within flexural plastic hinge region. Otherwise, the column is assigned to condition ii.

Fuente: ASCE 41-13

1.5.4.7. Demanda

La demanda es representada por un sismo, cuyas fuerzas externas pueden variar de un instante a otro. Para su representación se realiza la curva de demanda que viene representado por el espectro de respuesta en razón a un factor de sobre resistencia R, el factor de sobre resistencia R considera la ductilidad de los materiales. [3].

Las demandas por terremotos son una función de la ubicación del edificio con respecto a las fallas geológicas. Los niveles de peligro pueden definirse en un probabilístico o base determinista. [20].

1.5.4.7.1. Espectro probabilístico

Los riesgos probabilísticos están definidos a través de la probabilidad de excedencia en 50 años de periodo. De acuerdo a la NEC 2015, los niveles de riesgo probabilista se definen de la siguiente manera. [8], [20].

Tabla N° 19: Niveles de amenaza sísmica

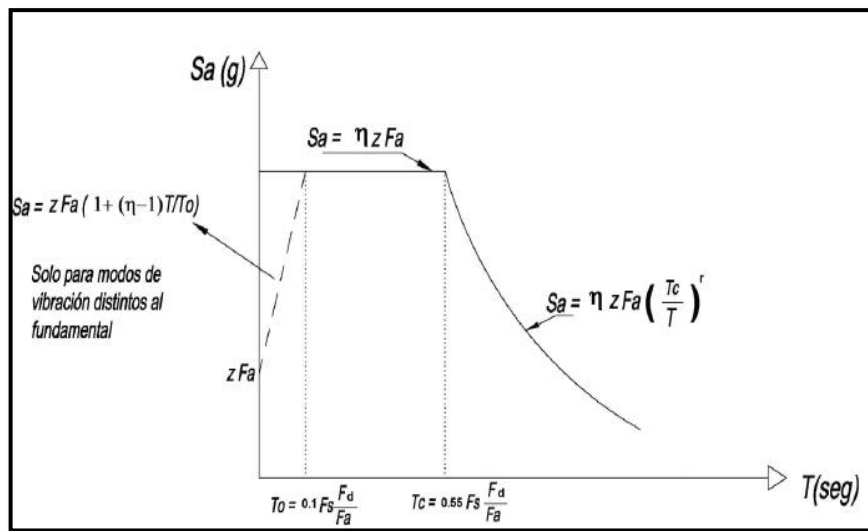
Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de retorno T_r (años)	Tasa anual de excedencia ($1/T_r$)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro* (extremo)	2%	2 500	0.00040

Fuente: NEC_SE_DS_ (Peligro sísmico)

Para la elaboración de un espectro de respuesta horizontal general se traza dos funciones en el dominio de aceleraciones espectrales S_a vs el período estructural T , donde una respuesta vertical se puede tomar como los dos tercios de las ordenadas espectrales en cada periodo del espectro de respuesta horizontal. [1].

La NEC 2015 establece un espectro general elástico de respuesta para el diseño en aceleraciones, en base a las seis zonas sísmicas del Ecuador y al tipo de perfil de suelo donde se va a emplazar la estructura. [7].

Figura N° 2: Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones



Fuente: NEC_SE_DS_ (Peligro sísmico)

El espectro está desarrollado para un amortiguamiento respecto al crítico del 5.00% y está definido por dos límites correspondientes al período de vibración T_o y T_c , necesarios para definir la ecuación del espectro de aceleraciones S_a , y debe resolverse de la siguiente manera: [7].

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c$$

Para realizar un análisis dinámico es necesario considerar todo el espectro de respuesta, para obtener S_a para períodos de vibración menores a T_o se tiene:

$$S_a = ZF_a \left[1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_o} \right] \quad \text{para } T \leq T_o$$

Donde:

S_a = espectro de respuesta elástico de aceleraciones.

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

Z = aceleración máxima en roca esperada expresada en función de la gravedad.

F_a = coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones.

T = periodo fundamental de vibración de la estructura.

T_c = periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones.

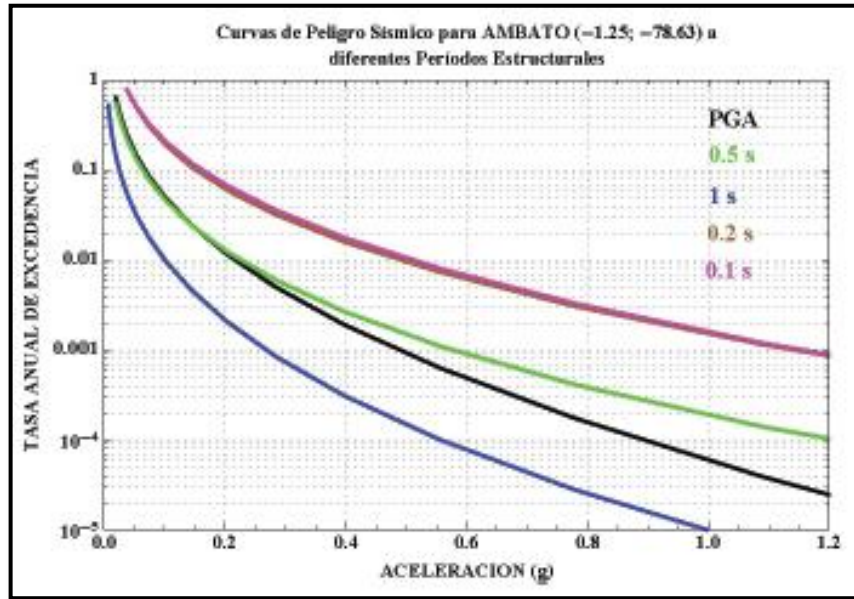
r = coeficiente que depende de la ubicación geográfica del suelo.

T_o = periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones.

1.5.4.7.2. Curvas de peligro sísmico

En estructuras especiales, para un análisis en el rango no lineal, debe ser analizado para un sismo muy raro, con un periodo de retorno de 2500 años, la estructura no debe colapsar para el espectro de este sismo. Para construir el espectro, es necesario de las curvas de peligro sísmico de la NEC. [7].

Figura N° 3: Curvas de peligro para la ciudad de Ambato



Fuente: NEC_SE_DS_ (Peligro sísmico)

1.5.4.7.3. Espectro determinista

Las demandas deterministas se definen dentro de un nivel de confianza en términos de un evento de magnitud específica en una falla particular, los resultados son más exactos debido a que el análisis se lo realiza cerca de esta falla particular. De acuerdo a los datos obtenidos por investigaciones en la Universidad Técnica de Ambato, se ha podido establecer un espectro de respuesta en la parroquia Celiano Monge, parroquia perteneciente a la universidad, donde las aceleraciones del espectro superan al espectro de respuesta de la NEC 2015, en un intervalo de 0.24 a 0.44 segundos. Los datos obtenidos a partir de la envolvente de aceleraciones críticas son los siguientes. [16], [20].

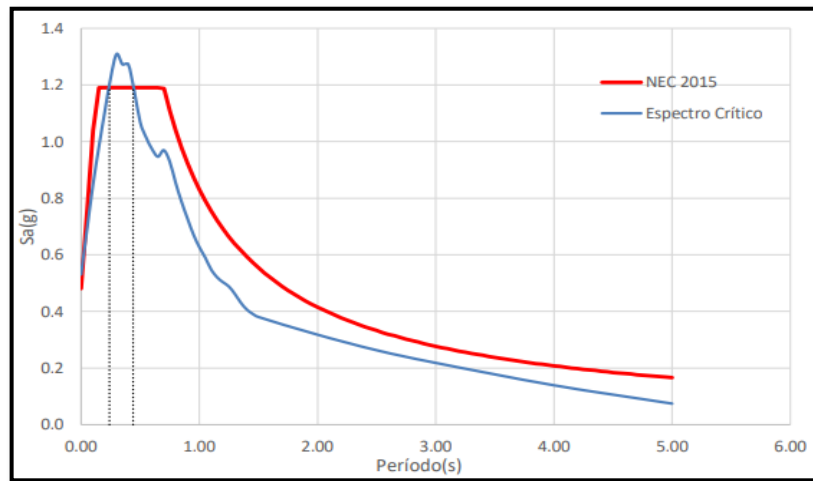
Tabla N° 20: Espectro crítico

T(s)	Sa(g)
0.00	0.5304
0.05	0.6885
0.10	0.8452
0.15	0.9793
0.20	1.1047
0.25	1.2248
0.30	1.3089
0.35	1.2728

0.40	1.2721
0.45	1.1794
0.50	1.0687
0.55	1.0148
0.60	0.9737
0.65	0.9468
0.70	0.9694
0.75	0.9293
0.80	0.8542
0.85	0.7872
0.90	0.6723
0.95	0.6275
1.00	0.6275
1.05	0.5904
1.10	0.5484
1.15	0.5209
1.20	0.5034
1.25	0.4882
1.30	0.4623
1.35	0.4317
1.40	0.4075
1.45	0.3919
1.50	0.3804
2.00	0.3179
2.50	0.2630
3.00	0.2183
4.00	0.1392
5.00	0.0744

Fuente: K. Freire, Estudio del peligro sísmico determinista para el sector de Celiano Monge del cantón Ambato

Figura N° 4: Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones



Fuente: K. Freire, Estudio del peligro sísmico determinista para el sector de Celiano Monge del cantón Ambato

1.5.4.8. Capacidad

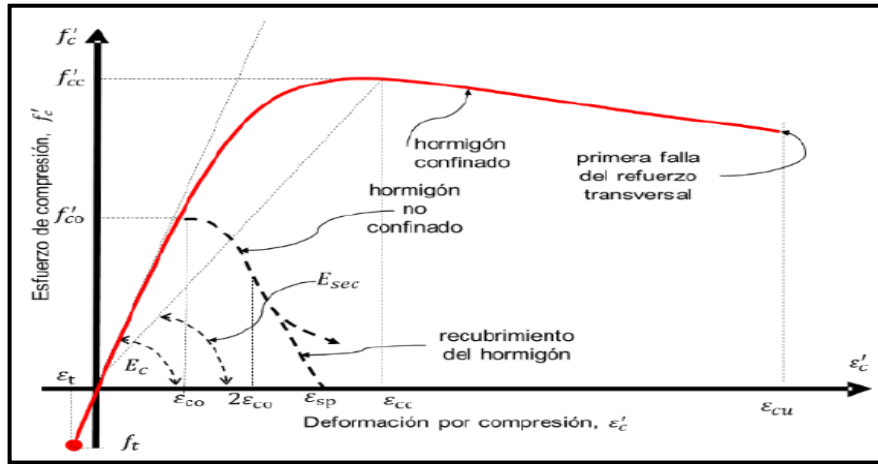
Como se mencionó anteriormente la capacidad de la estructura es una característica propia que depende de los componentes para el cual fue diseñado la estructura y de sus materiales. Por esta razón es necesario conocer el comportamiento no lineal del material, posteriormente de cada una de las secciones, y finalmente se obtiene la capacidad global de la estructura. [21].

1.5.4.8.1. Modelo de comportamiento del hormigón

Son modelos que tratan de ajustar el comportamiento real del hormigón del diagrama esfuerzo-deformación. Existen diferentes modelos, pero el que más se ajusta al comportamiento del hormigón es el modelo de Mander (1988). Este modelo considera al hormigón tanto confinado como no confinado y demuestra que el confinamiento en el hormigón mejora la capacidad del material, aumentando su resistencia como también su ductilidad. Por esta razón es que las normativas exigen una separación razonable entre los estribos, para garantizar el buen confinamiento del hormigón. La rama curva del comportamiento responde a la siguiente ecuación. [21].

$$f_c = \frac{x * r * f'_{cc}}{r - 1 + x^r}$$

Figura N° 5: Modelo de Mander 1988



Fuente: J. Hernández & Y. Miele, Comportamiento de secciones de hormigón sometidas a flexión reforzadas con barras de acero o PRF

Donde:

$f'_{cc} = \lambda * f'_c$: esfuerzo a compresión del hormigón no confinado.

$\lambda > 1$: factor de esfuerzo confinado.

$$x = \epsilon_c / \epsilon_{cc}$$

ϵ_c : deformación unitaria del hormigón independiente de f'_c .

ϵ_{cc} : deformación unitaria del hormigón asociada al esfuerzo máximo f'_{cc} .

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} [1 + 5(f'_{cc}/f'_{co} - 1)]$$

f'_{co} : resistencia máxima del hormigón no confinado.

$\epsilon_{co} = 0.002$: deformación asociada a f'_{co} .

$$r = E_c / (E_c + E_{sec})$$

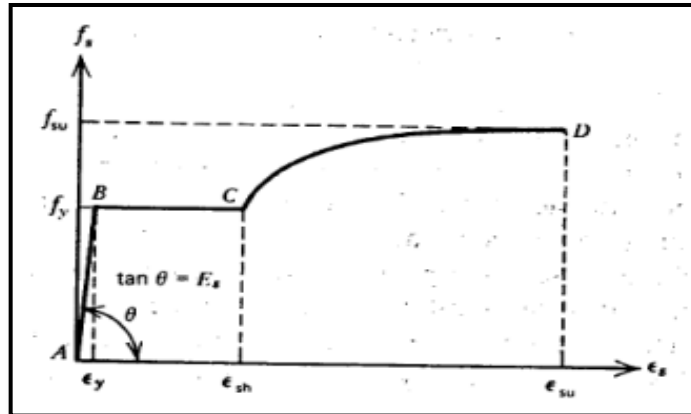
E_c : módulo elástico del hormigón (MPa)

$E_{sec} = f'_{cc} / (\epsilon_{cc})$: módulo secante del hormigón asociado al esfuerzo máximo.

1.5.4.8.2. Modelo de comportamiento del acero

El modelo que más se acerca al diagrama real de esfuerzo-deformación del acero es el modelo de Park 1975, en el diagrama se tiene tres regiones definidas por las deformaciones del acero. [22].

Figura N° 6: Modelo de Park 1975



Fuente: R. Pinoargote, A. Andrea, Verificación del factor de reducción sísmico R, para el análisis inelástico de estructuras de hormigón armado de acuerdo al NEC-11

Región AB

$$\varepsilon_s \leq \varepsilon_y$$

$$f_s = \varepsilon_s * E_s$$

Región BC

$$\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$$

$$f_s = f_y$$

Región CD

$$\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$$

$$f_s = f_y \left[\frac{m(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right]$$

$$m = \left[\frac{\left(\frac{f_{su}}{f_y}\right) (30r + 1)^2 - 60r - 2}{15r^2} \right]$$

$$r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}$$

Donde:

f_y = esfuerzo de fluencia del acero.

f_{su} = esfuerzo último.

ε_s = deformación unitaria del acero.

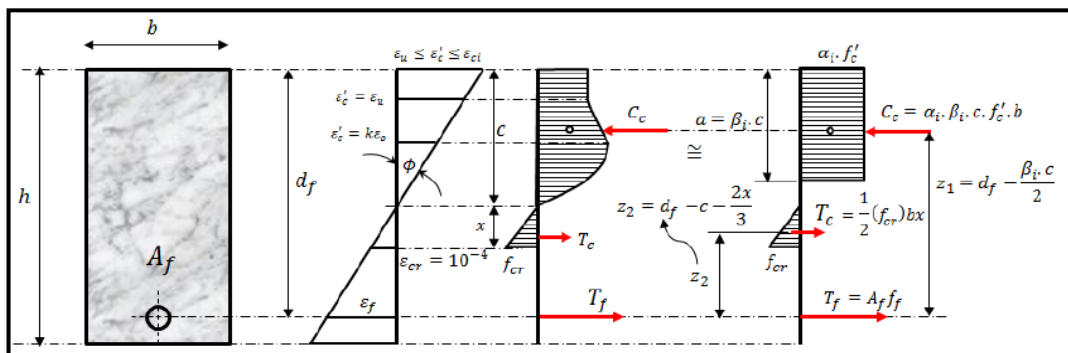
ε_{su} = deformación unitaria última.

ε_{sh} = deformación unitaria en la que inicia el endurecimiento por deformación.

1.5.4.8.3. Diagrama momento curvatura

Permite determinar la capacidad lineal y no lineal de un elemento estructural, existen muchos métodos para la determinación del diagrama momento curvatura, la curvatura se define como la relación entre la deformación a nivel de la fibra más comprimida de la sección, y la distancia al eje neutro, se toma como base la compatibilidad de deformaciones y equilibrio de fuerzas de tensión y compresión. [21].

Figura N° 7: Curvatura ϕ de una sección sometida a momento flector



Fuente: J. Hernández & Y. Mielés, Comportamiento de secciones de hormigón sometidas a flexión reforzadas con barras de acero o PRF

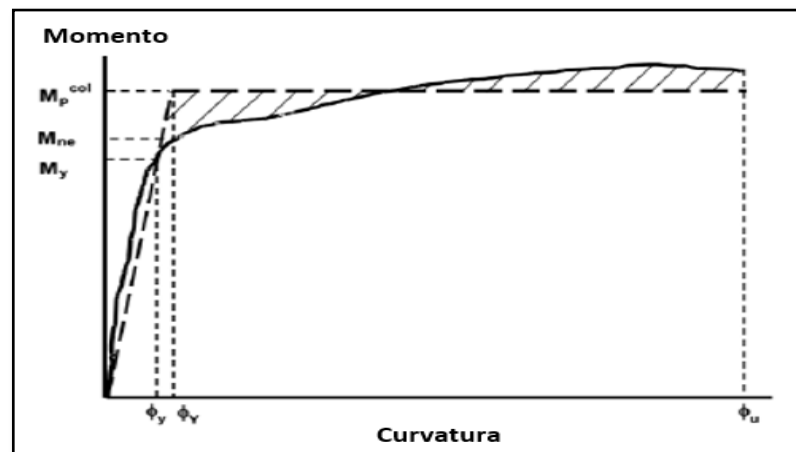
Para la construcción del diagrama (M- ϕ), por el procedimiento de fibras se deben seguir los siguientes pasos:

1. Se propone un valor de deformación del hormigón ϵ_c .
2. Asumir la profundidad del eje neutro c
3. Se trazan los diagramas de deformaciones.
4. Encontrar las deformaciones de las caras longitudinales a compresión y tensión.
5. Calcular los esfuerzos del hormigón y acero, utilizando los modelos de comportamiento.
6. Se calculan las fuerzas multiplicando el esfuerzo por las áreas de acero.
7. La sumatoria de fuerzas de compresión y tensión producidas por el acero y la fuerza del hormigón deben estar equilibradas.
8. Si no se cumple se debe asumir de nuevo una profundidad del eje neutro hasta que se cumpla con el equilibrio.
9. Cuando se cumpla el equilibrio se calcula el momento multiplicando la fuerza por su brazo de palanca
10. Calcular la curvatura con la siguiente ecuación:

$$\phi = \frac{\epsilon_c}{c}$$

Para una serie de puntos el diagrama de (M- ϕ) se obtiene una gráfica como se muestra en la figura N° 8.

Figura N° 8: Diagrama momento vs curvatura (M- ϕ)



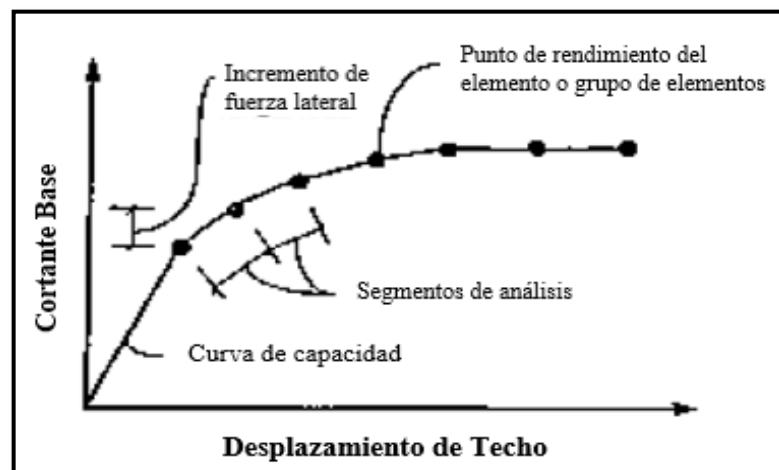
Fuente: S. Rodríguez, Diagramas momento-curvatura para secciones de hormigón armado. Determinación del valor de ductilidad local de una sección de hormigón armado. Empleo del programa matlab en aplicaciones estructurales a nivel seccional (Parte II).

1.5.4.8.4. Curva de capacidad

La capacidad de una estructura se puede conocer a través de una curva denominada curva de capacidad, que muestra una representación gráfica de la curva de desplazamiento de fuerza global de la edificación. Mediante este método es posible conocer cómo responde la estructura ante un sismo en un rango no lineal. La curva se construye con el supuesto de que el modo fundamental de vibración es la respuesta predominante de la estructura y para edificios con períodos menores a un segundo. Para estructuras flexibles donde se tenga un periodo fundamental superior a un segundo, se debe considerar en el análisis abordar los efectos de modo más alto. [17].

La curva de capacidad está representada en las ordenadas por un cortante incremental V y en el eje de las abscisas por un desplazamiento δ (ver figura 7), puede obtenerse mediante el modelamiento en programas informáticos como el Etabs, aplica el mismo principio de aplicar una fuerza horizontal incremental hasta que la estructura alcance su estado límite. [17].

Figura N° 9: Curva de capacidad



Fuente: ATC-40, Applied Technology Council.

1.5.4.9. Método del espectro de capacidad (CSM) ATC-40

El punto de desempeño de una estructura permite determinar la vulnerabilidad sísmica y la rehabilitación de una estructura, para la determinación del punto de desempeño, es necesario de la aplicación de métodos que permitan relacionar la demanda sísmica y la capacidad de la estructura, entre los métodos más conocidos está el método del Espectro de Capacidad (CSM). El método CSM consiste en obtener la capacidad y la demanda en función de las mismas coordenadas, estas coordenadas son la aceleración espectral (S_a) en el eje de las Y, frente al desplazamiento espectral (S_d) en el eje de las X, con el fin de obtener en una sola gráfica donde se relaciona el espectro de capacidad y el espectro de demanda, esta conversión de espectros es denominada ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum), [23].

El CSM no es nada más que un tipo de linealización equivalente, para el procedimiento de éste método nos basaremos en el procedimiento del FEMA 440, que es una mejora del método CSM del manual ATC-40 [24].

1.5.4.10. Procedimiento de linealización equivalente FEMA 440

La linealización equivalente se basa en que el desplazamiento máximo obtenido de un sistema de un solo grado de libertad (SDOF) no lineal, se puede estimar a partir del desplazamiento máximo de un sistema SDOF elástico lineal con períodos y amortiguamientos mayores que el del original, el nombre del sistema que se utiliza para estimar el desplazamiento máximo inelástico no lineal se denomina sistema equivalente o sustituto y los periodos y amortiguamientos son denominados período equivalente y relación de amortiguación equivalente. [25].

Este procedimiento descrito por el FEMA 440 se centra en el mismo principio del ATC-40, en determinar el punto de desempeño de la estructura a través del espectro de capacidad y el espectro de demanda, la diferencia radica en calcular el periodo y amortiguamiento del sistema no lineal que se encuentra en función de la demanda de ductilidad μ , a través de nuevas expresiones, en este caso el sistema equivalente para estimar la respuesta de desplazamiento máximo no lineal se realiza mediante un período efectivo T_{eff} y amortiguación efectiva β_{eff} , este proceso es válido para estructuras con ductilidades menores a 10. [25].

Teniendo en cuenta los criterios de ambos manuales, los pasos para determinar el punto de desempeño son:

1. Obtener la curva de capacidad estructural mediante el análisis estático no lineal PUSHOVER.
2. Transformar el espectro de demanda y la curva de capacidad a formato ADRS, para obtener ambas gráficas en coordenadas espectrales S_a vs S_d , utilizando los vectores de forma modal, factores de participación y masas modales obtenidas mediante un análisis modal de la estructura.
3. Obtener el periodo efectivo T_{eff} y amortiguamiento efectivo β_{eff} optimizado propuesto por el FEMA 440.
4. Determinar el factor de reducción $B(\beta_{eff})$ que reduce las coordenadas del espectro de aceleraciones inicial, obteniendo un espectro de demanda reducida $ADRS(\beta_{eff})$.
5. Calcular el factor de modificación M, con el fin de obtener una curva de demanda modificada MADRS (β_{eff}).
6. Obtener el punto de desempeño mediante la intersección de las gráficas de la curva de demanda modificada MADRS y le curva de capacidad bilineal.
7. Realizar una transformación de las coordenadas del punto de desempeño (S_a vs S_d), a valores de desplazamiento de techo Dt y cortante basal Q_{basal} .

1.5.4.10.1. Conversión de la curva de demanda a formato ADRS

El espectro de demanda, ya sea el establecido por le NEC y el espectro obtenido en el sitio o determinista, se encuentra en coordenadas de aceleración espectral vs el período (S_a vs T), por lo que es necesario realizar la conversión de estas curvas a formato ADRS. Para realizar la conversión es necesario recordar que cada punto de la curva le corresponde un único valor de aceleración espectral S_a , velocidad espectral S_v , desplazamiento espectral S_d , y un valor de periodo T, considerando esto, para determinar un valor de desplazamiento espectral S_{di} , con un punto de la curva S_{ai} vs T_i , se utiliza la siguiente expresión: [17].

$$S_{di} = S_{ai} * g * \left(\frac{T_i^2}{4\pi^2} \right)$$

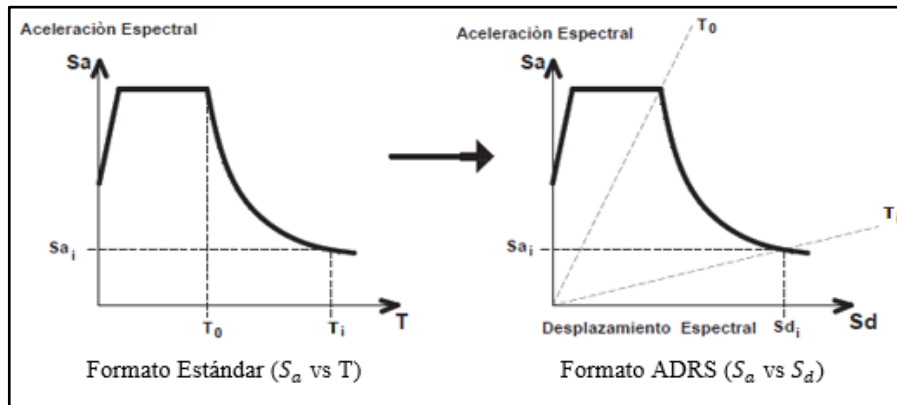
Siendo g la aceleración de la gravedad.

Los espectros de demanda estándar contienen un rango donde el espectro de aceleraciones es constante S_a y un segundo rango donde el espectro de velocidades S_v es constante, con esta consideración la aceleración espectral y el desplazamiento en el período T están dados por: [17].

$$S_{ai}g = 2\pi * \left(\frac{S_v}{T_i}\right)$$

$$S_{ai} = T_i * \left(\frac{S_v}{2\pi}\right)$$

Figura N° 10: Conversión de la curva de demanda a espectro de demanda



Fuente: ATC-40, Applied Technology Council

1.5.4.10.2. Conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad (ADRS)

De la misma manera, la curva de capacidad se expresa en coordenadas $(\delta vs V)$, por lo que se debe transformar a coordenadas $S_a vs S_d$, las expresiones para esta conversión son las siguientes: [17].

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i)/g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2)/g} \right]$$

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1})/g]^2}{[\sum_{i=1}^N w_i/g][\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2)/g]}$$

$$S_a = \frac{V/w}{\alpha_1} \phi_{i1}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \phi_{1techo}}$$

Donde:

PF_1 = factor de participación modal para el primer modo natural.

α_1 = coeficiente de masa modal para el primer modo natural.

w_i/g = masa asignada al nivel i.

ϕ_{i1} = amplitud del modo 1 en el nivel i.

N = nivel N, o el más alto en la porción principal de la estructura.

W = carga muerta más probables cargas vivas.

Δ_{techo} = desplazamiento del techo (asociado a un cortante basal V_i de la curva de capacidad).

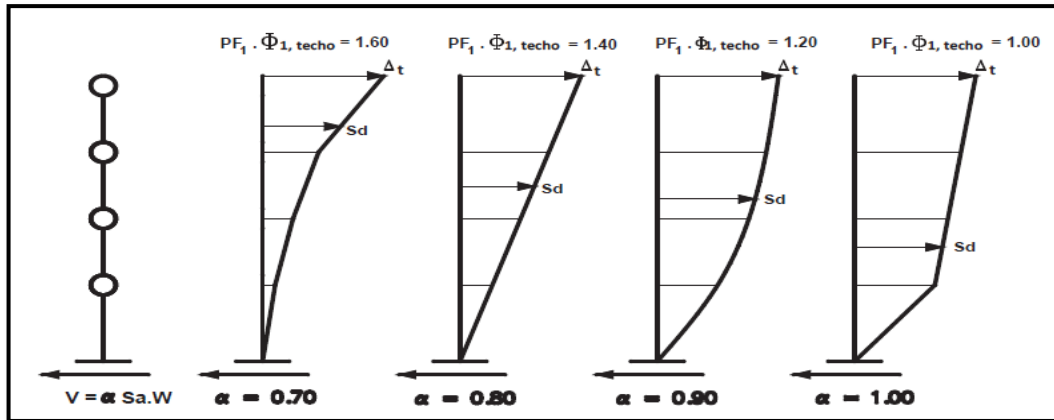
S_a = aceleración espectral.

S_d = desplazamiento espectral.

V = fuerza cortante

Como se observa en las ecuaciones anteriores, es necesario tener claro de la relación que existe entre el factor de participación, el coeficiente de masa modal y el desplazamiento del edificio, primero se calcula el factor de participación y el coeficiente modal para así poder calcular cada punto del espectro de aceleraciones y desplazamientos. Los valores del coeficiente modal y factor de desplazamiento están en función del desplazamiento entre pisos relativo sobre la altura del edificio. Los valores de estos se muestran en la siguiente figura. [26].

Figura N° 11: Factores de participación y coeficiente de masa modal

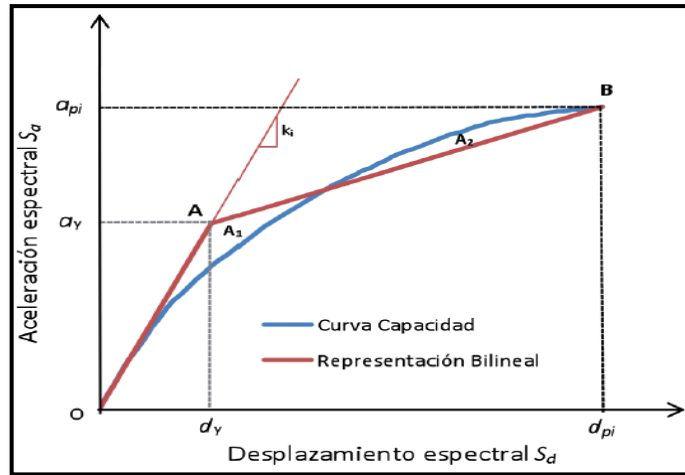


Fuente: ATC-40, Applied Technology Council

1.5.4.10.3. Representación bilineal del espectro de capacidad ATC-40

Se utiliza para estimar la amortiguación efectiva y la reducción adecuada de la demanda espectral. Para la construcción de la representación bilineal requiere definir el punto B, de coordenadas $a_{pi} - d_{pi}$, que representa el punto de desempeño estimado para desarrollar un espectro de respuesta de demanda reducido, se define otro punto A de coordenadas $a_y - d_y$ que representa el punto de fluencia del espectro. Para la construcción de esta curva se debe dibujar una línea desde el origen en la rigidez inicial del edificio, una segunda línea que inicia en el punto de desempeño $a_{pi} - d_{pi}$ e inclinar esta línea que se cruce con la primera en el punto $a_y - d_y$, la validez de esta curva bilineal está en el error entre el área de la curva original y el área de la curva bilineal que debe ser menor al 5%. [27].

Figura N° 12: Representación bilineal del espectro de capacidad



Fuente: R. Medina & J. Music, Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena

El punto último de desempeño está en función de la ductilidad del edificio, es necesario determinar la ductilidad μ , y la rigidez post-elástica α para posteriormente realizar el cálculo de la amortiguación efectiva β_{eff} y el período efectivo T_{eff} . [25].

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)}$$

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y}$$

1.5.4.10.4. Representación bilineal de la curva de capacidad FEMA 356

Semejante a la transformación bilineal descrito por el ATC-40, también es un proceso iterativo donde el resultado final se obtiene al tener las áreas similares formadas por la curva de capacidad y su representación bilineal, para obtener esta curva bilineal, el procedimiento que describe el FEMA es el siguiente. [28].

1. Encontrar el desplazamiento último D_u con su valor de cortante último V_u que representa el punto antes del colapso, corresponde el punto B de la curva bilineal.

2. Calcular el área bajo la curva de capacidad A_{curva} .
3. Seleccionar un valor de cortante basal de fluencia V_y^i . El superíndice i corresponde número de iteración hasta lograr igualar las áreas de la curva real A_{curva} con la curva bilineal $A_{bilineal}$.
4. Encontrar el valor de la pendiente inicial K_e^i que corresponde al valor de la rigidez lateral efectiva o rigidez secante, se obtiene uniendo el punto O con el valor de cortante basal $0.6 V_y^i$ con su correspondiente desplazamiento $D_{0.6}^i$ obtenido del análisis pushover.

$$K_e^i = \frac{0.6 V_y^i}{D_{0.6}^i}$$

5. Calcular el desplazamiento de fluencia D_y^i correspondiente al valor A de la curva bilineal.

$$D_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i}$$

6. Definir la curva bilineal con los segmentos OA y AB.
7. Calcular el valor de la rigidez post-elástica α .

$$\alpha^i = \frac{\left(\frac{V_u}{V_y^i} - 1\right)}{\left(\frac{D_u}{D_y^i} - 1\right)}$$

8. Calcular el área de la curva bilineal AOB, $A_{bilineal}$.
9. Calcular el error entre la curva bilineal $A_{bilineal}$ y la curva real A_{curva} .

$$\varepsilon = \frac{A_{curva} - A_{bilineal}}{A_{curva}} * 100$$

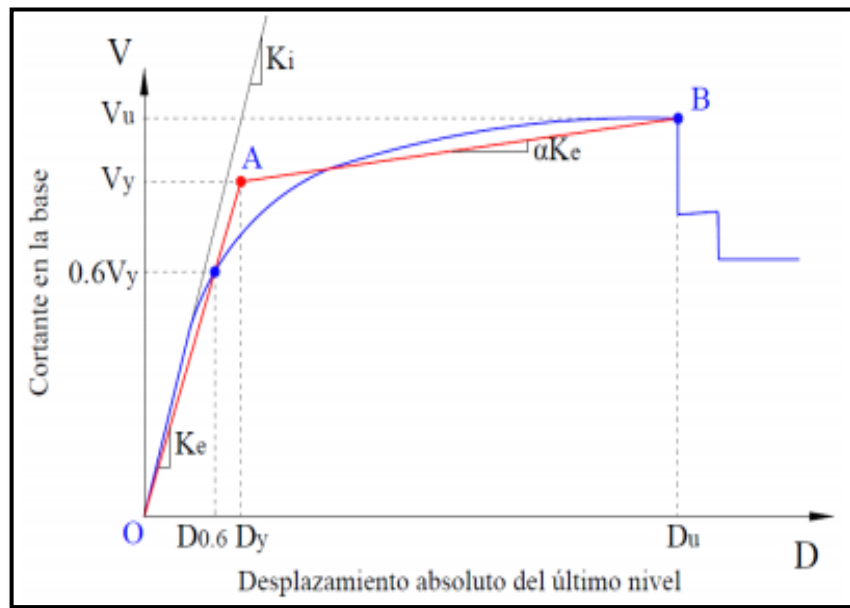
Si el valor del error no cumple con las tolerancias establecidas se requiere hacer otra iteración de la siguiente manera:

- ❖ Calcular un nuevo valor de cortante basal de fluencia.

$$V_y^{i+1} = V_y^i * \frac{A_{curva}}{A_{bilineal}}$$

- ❖ Repetir desde el paso 4 hasta el 8 con el valor de cortante basal de fluencia V_y^{i+1} .

Figura N° 13: Representación bilineal de la curva de capacidad FEMA 356

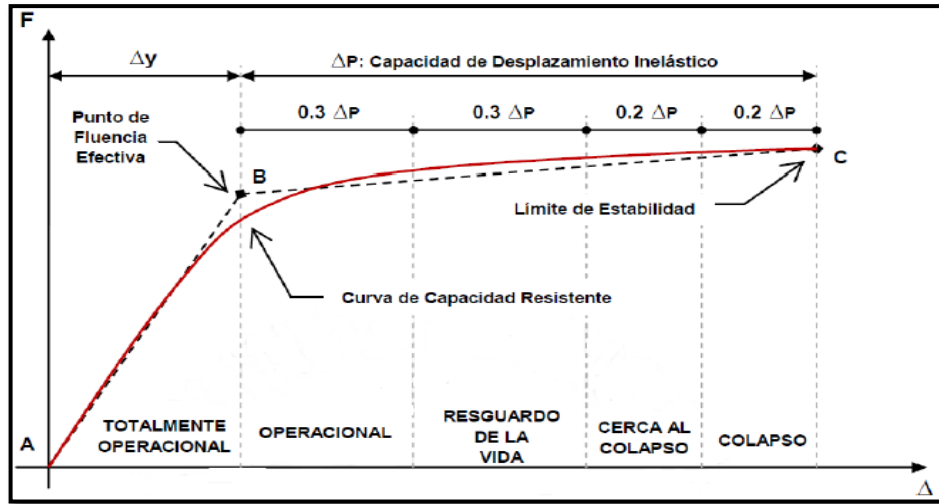


Fuente: FEMA 356, Federal Emergency Management Agency

1.5.4.10.5. Sectorización de la curva de capacidad

Una forma de establecer el nivel de desempeño en función de su curva de capacidad, es mediante la sectorización de la misma, de acuerdo a la tabla del comité VISION 2000 la sectorización se establece de la siguiente manera. [18].

Figura N° 14: Sectorización de la curva de capacidad

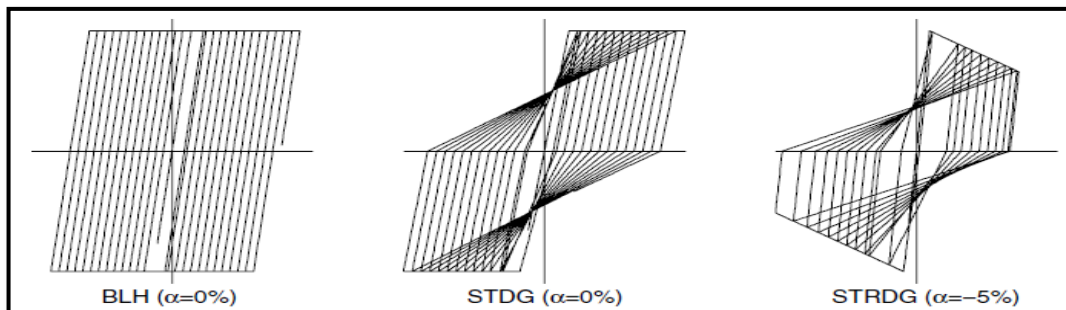


Fuente: SEAOC Vision 2000 committee

1.5.4.10.6. Sistemas histeréticos inelásticos

Para establecer los parámetros que permiten el cálculo del periodo y amortiguamiento efectivo, es necesario conocer los sistemas histeréticos establecidos por el FEMA 440, estos sistemas son el histerético bilineal BLH que es igual al modelo elástico perfectamente plástico EPP, degradante de rigidez STDG, igual al modelo de degradación de rigidez SD, y degradante de la fuerza STRDG, que difiera al modelo degradante de rigidez y fuerza SSD, cuando el valor de la rigidez post-elástica es negativo, indica una degradación del ciclo. [25].

Figura N° 15: Tipos de comportamientos inelásticos



Fuente: FEMA 440, Federal Emergency Management Agency

1.5.4.10.7. Amortiguamiento efectivo

Las ecuaciones para el cálculo del amortiguamiento efectivo β_{eff} se encuentran en función de la ductilidad μ y del tipo de modelos histeréticos, el valor de amortiguamiento viscoso efectivo se representa como un porcentaje de amortiguamiento crítico, para todos los modelos histeréticos y valores de alfa se tiene la siguiente ecuación: [25].

Para $1.0 < \mu < 4.0$:

$$\beta_{eff} = A(\mu - 1)^2 + B(\mu - 1)^3 + \beta_o$$

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$:

$$\beta_{eff} = C + D(\mu - 1) + \beta_o$$

Para $\mu > 6.5$:

$$\beta_{eff} = E \left[\frac{F(\mu - 1) - 1}{[F(\mu - 1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_o} \right)^2 + \beta_o$$

Los coeficientes A, B, C, D, E y F están en función de la curva de capacidad del oscilador en términos histeréticos básicos y rigidez post-elástica α , para los modelos que coincidan los comportamientos histeréticos con el comportamiento de los osciladores idealizados presentados con anterioridad, los coeficientes A, B, C, D, E y F pueden obtenerse de acuerdo a la siguiente tabla. [25]

Tabla N° 21: Coeficientes para uso de ecuaciones de amortiguamiento efectivo

Model	α (%)	A	B	C	D	E	F
Bilinear hysteretic	0	3.2	-0.66	11	0.12	19	0.73
Bilinear hysteretic	2	3.3	-0.64	9.4	1.1	19	0.42
Bilinear hysteretic	5	4.2	-0.83	10	1.6	22	0.40
Bilinear hysteretic	10	5.1	-1.1	12	1.6	24	0.36
Bilinear hysteretic	20	4.6	-0.99	12	1.1	25	0.37
Stiffness degrading	0	5.1	-1.1	12	1.4	20	0.62
Stiffness degrading	2	5.3	-1.2	11	1.6	20	0.51
Stiffness degrading	5	5.6	-1.3	10	1.8	20	0.38
Stiffness degrading	10	5.3	-1.2	9.2	1.9	21	0.37
Stiffness degrading	20	4.6	-1.0	9.6	1.3	23	0.34
Strength degrading	-3 ^a	5.3	-1.2	14	0.69	24	0.90
Strength degrading	-5 ^a	5.6	-1.3	14	0.61	22	0.90

Fuente: FEMA 440, Federal Emergency Management Agency

Para los modelos que tengan un comportamiento histeréticos que no se ajuste al comportamiento de los osciladores idealizados, pueda que exista una confusión sobre que coeficiente utilizar, en este caso se utilizarán las ecuaciones optimizadas más generales presentadas a continuación. [25].

Para $1.0 < \mu < 4.0$:

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 + 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_o$$

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$:

$$\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_o$$

Para $\mu > 6.5$:

$$\beta_{eff} = 19 \left[\frac{0.64(\mu - 1) - 1}{[0.64(\mu - 1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_o} \right)^2 + \beta_o$$

Las variables β_o y T_o representan el amortiguamiento y el periodo inicial respectivamente.

1.5.4.10.8. Periodo efectivo

Para todos los modelos histeréticos presentados con anterioridad, el periodo efectivo T_{eff} se calcula mediante las siguientes ecuaciones. [25].

Para $1.0 < \mu < 4.0$:

$$T_{eff} = [G(\mu - 1)^2 + H(\mu - 1)^3 + 1]T_o$$

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$:

$$T_{eff} = [I + J(\mu - 1) + 1]T_o$$

Para $\mu > 6.5$:

$$\beta_{eff} = \left\{ K \left[\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + L(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_o$$

Los coeficientes G, H, I, J, K y L se aplican de acuerdo al mismo criterio del amortiguamiento efectivo, bajo estas consideraciones, los valores de estos coeficientes se presentan en la siguiente tabla.

Tabla N° 22: Coeficientes para uso de ecuaciones de periodo efectivo

Model	$\alpha(\%)$	G	H	I	J	K	L
Bilinear hysteretic	0	0.11	-0.017	0.27	0.090	0.57	0.00
Bilinear hysteretic	2	0.10	-0.014	0.17	0.12	0.67	0.02
Bilinear hysteretic	5	0.11	-0.018	0.09	0.14	0.77	0.05
Bilinear hysteretic	10	0.13	-0.022	0.27	0.10	0.87	0.10
Bilinear hysteretic	20	0.10	-0.015	0.17	0.094	0.98	0.20
Stiffness degrading	0	0.17	-0.032	0.10	0.19	0.85	0.00
Stiffness degrading	2	0.18	-0.034	0.22	0.16	0.88	0.02
Stiffness degrading	5	0.18	-0.037	0.15	0.16	0.92	0.05
Stiffness degrading	10	0.17	-0.034	0.26	0.12	0.97	0.10
Stiffness degrading	20	0.13	-0.027	0.11	0.11	1.0	0.20
Strength degrading	-3 ^a	0.18	-0.033	0.17	0.18	0.76	-0.03
Strength degrading	-5 ^a	0.20	-0.038	0.25	0.17	0.71	-0.05

Fuente: FEMA 440, Federal Emergency Management Agency

Cuando existan dudas sobre qué valor de los coeficientes usar, se aplicarán las ecuaciones optimizadas más generales.

Para $1.0 < \mu < 4.0$:

$$T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_o$$

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$:

$$T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_o$$

Para $\mu > 6.5$:

$$\beta_{eff} = \left\{ 0.89 \left[\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + 0.05(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_o$$

Estas expresiones se aplican cuando $T_o = 0.2$ a $T_o = 2.0$ s.

1.5.4.10.9. Reducción espectral para un amortiguamiento efectivo

Se debe determinar un factor de reducción espectral $B(\beta_{eff})$ que ajusta el espectro de respuesta inicial al nivel de amortiguamiento efectivo β_{eff} . Este valor se encarga de reducir las coordenadas de la aceleración espectral, reduciendo la aceleración espectral inicial $(S_a)_o$ a una aceleración espectral efectiva $(S_a)_\beta$, de esta manera se obtiene una curva de demanda en formato ADRS(β_{eff}). [27].

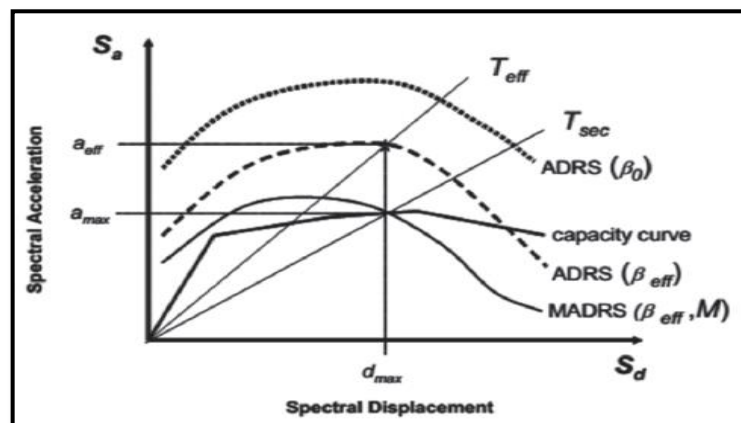
$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_o}{B(\beta_{eff})}$$

$$B(\beta_{eff}) = \frac{4}{5.6 - \ln\beta_{eff}(en\%)}$$

1.5.4.10.10. Curva de demanda modificada MADRS

Se utiliza el periodo secante como el periodo lineal efectivo para la determinación del desplazamiento máximo con la intersección de la curva de capacidad y la curva de demanda en formato ADRS, esto es útil por la información gráfica directa que proporciona al ingeniero y porque permite soluciones efectivas para la linealización equivalente basados en una curva de demanda modificada MADRS. El periodo efectivo T_{eff} generalmente es más corto que el periodo secante T_{sec} , definido por el punto del desplazamiento máximo en la curva de capacidad. [25].

Figura N° 16: Espectro de respuesta de aceleración-desplazamiento modificado (MADRS) con periodo secante



Fuente: FEMA 440, Federal Emergency Management Agency

La forma de obtener la curva de demanda modificada MADRS, es a través del cálculo un factor de modificación M , este factor relaciona el periodo efectivo T_{eff} con el periodo secante T_{sec} , las coordenadas del espectro de demanda en formato ADRS se multiplican con el factor de modificación M , y así se obtiene la curva $MADRS(\beta_{eff})$, así mismo, las coordenadas de aceleraciones efectivas a_{eff} se transforman en aceleración máxima al multiplicar por este factor de modificación M . [27].

$$M = \frac{a_{max}}{a_{eff}} \rightarrow a_{max} = a_{eff}M$$

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}}\right)^2 = \left(\frac{T_{eff}}{T_o}\right)^2 \left(\frac{T_o}{T_{sec}}\right)^2$$

$$\left(\frac{T_o}{T_{sec}}\right)^2 = \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu}$$

Donde α es la rigidez post-elástica y μ la ductilidad.

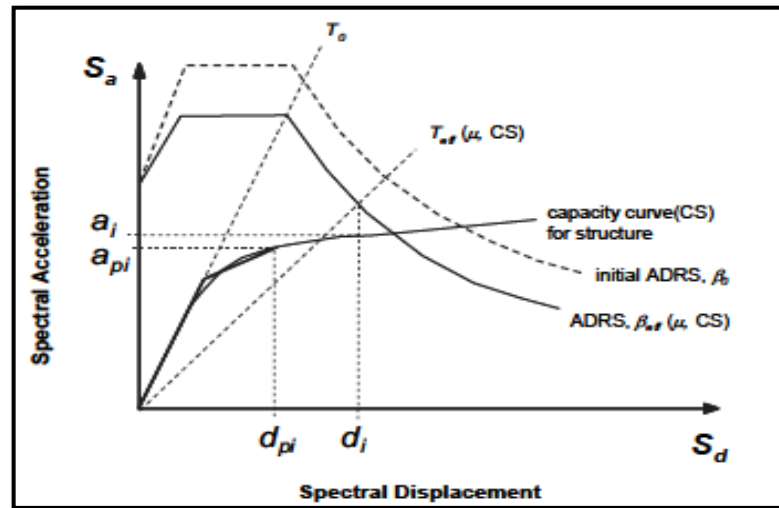
1.5.4.10.11. Punto de desempeño

Una vez obtenido la curva de capacidad representada en una curva de capacidad bilineal, y el espectro de demanda modificada (MADRS), se debe insertar ambas gráficas en una sola, el punto de intersección de estas gráficas representa el punto de desempeño de la estructura. El FEMA 440 establece tres procedimientos A, B y C, los procedimientos A y B parten de un punto de rendimiento inicial de aceleración y desplazamiento ($a_{pi} - d_{pi}$) y el procedimiento C parte de un punto de intersección del periodo secante y la curva MADRS, ambos consisten en procesos iterativos y se describen a continuación:

- ❖ **Procedimiento A (iteración directa).** Se debe ajustar la curva de demanda ADRS con el amortiguamiento efectivo teniendo una curva $ADRS(\beta_{eff})$, se determina un punto estimado de desempeño con coordenadas de aceleraciones y desplazamientos máximos ($a_i - d_i$), mediante la intersección del periodo T_{eff} y la curva $ADRS(\beta_{eff})$ se compara con el punto de rendimiento inicial ($a_{pi} - d_{pi}$), si cumple con las tolerancias aceptables entonces se ha

determinado el punto de desempeño de coordenadas $(a_i - d_i)$, si no es así, se debe asumir otro punto inicial $(a_{pi} - d_{pi})$. [25].

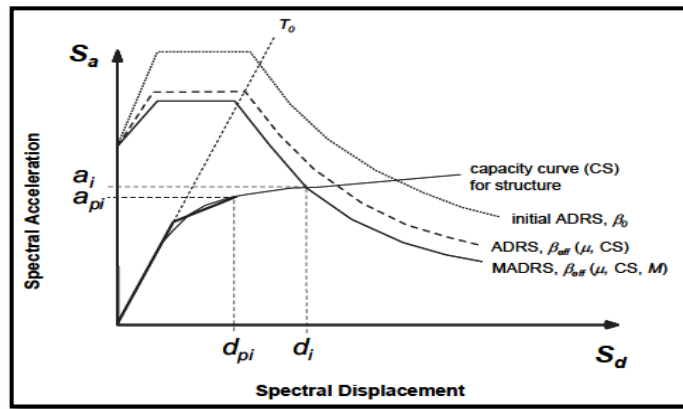
Figura N° 17: Determinación del punto de desempeño mediante iteración directa (Procedimiento A)



Fuente: FEMA 440, Federal Emergency Management Agency

- ❖ **Procedimiento B (intersección con MADRS).** Se debe ajustar la curva de demanda ADRS con el amortiguamiento efectivo β_{eff} y el factor de modificación M a una curva MADRS(β_{eff}), se obtiene el punto de desempeño estimado con coordenadas de aceleraciones y desplazamientos máximos $(a_i - d_i)$ con la intersección de la curva de capacidad con la curva MADRS(β_{eff}), se compara con el punto de rendimiento inicial $(a_{pi} - d_{pi})$, si cumple con las tolerancias aceptables entonces se ha determinado el punto de desempeño de coordenadas $(a_i - d_i)$, si no es así, se debe asumir otro punto inicial $(a_{pi} - d_{pi})$. [25].

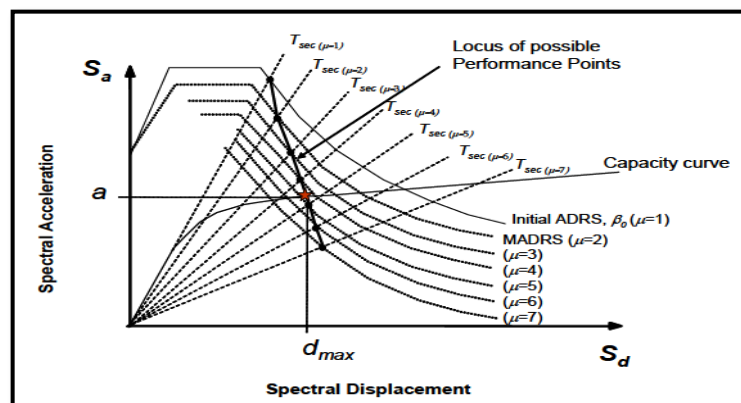
Figura N° 18: Determinación del punto de desempeño mediante la intersección del espectro de capacidad y curva MADRS (Procedimiento B)



Fuente: FEMA 440, Federal Emergency Management Agency

- ❖ **Procedimiento C (MADRS Lugar geométrico de los posibles puntos de rendimiento).** Se debe ajustar la curva de demanda ADRS con el amortiguamiento efectivo β_{eff} y el factor de modificación M a una curva MADRS(β_{eff}), un posible punto de desempeño se obtiene con la intersección del periodo secante T_{sec} con la MADRS, se debe generar una serie de puntos aumentando o disminuyendo el punto de desempeño, el punto de desempeño real se obtiene con la intersección del lugar geométrico de los puntos con el espectro de capacidad. Este es un proceso optimizado donde supone que la solución inicial corresponde a una ductilidad igual a 1 [25].

Figura N° 19: Lugar geométrico de posibles puntos de desempeño utilizando MADRS



Fuente: FEMA 440, Federal Emergency Management Agency

1.5.5. Vibraciones en estructuras

El estudio de las vibraciones en las estructuras nace por los problemas que se presentan al hacer uso del edificio, las quejas de vibraciones de los ocupantes se asocian con oficinas abiertas, acondicionamiento residencial y vanos relativamente grandes, generalmente no se tiene en cuenta la tolerancia de vibración de un piso o la sobreestimación del amortiguamiento por parte del diseñador. El cambio de la ocupación de la estructura, como la introducción de maquinarias pesadas, instalaciones de equipos sensibles o gimnasios o salas de baile pueden provocar problemas de vibraciones. [29].

Cada edificación posee una forma de vibración propia en función de sus propiedades dinámicas, para que se produzca una vibración, es necesario de una carga por la intervención de un agente externo ambiental, ya sea el viento, un sismo, las personas haciendo uso de la edificación, entre otras. El estudio de este tema es complejo pero se puede simplificar lo suficiente porque la respuesta se representa solo por un modo de vibración para proponer criterios de evaluación para las vibraciones producidas por la actividad humana. [30].

Investigaciones han mostrado formas de onda de fuerza y espectros donde se representa varios tipos de cargas inducidas por las personas. Los espectros muestran contribuciones significativas en la frecuencia de pasos y sus primeros armónicos. Las fuerzas disminuyen cuando se aumentan el número de armónicos y son casi despreciables más allá del tercer armónico, por esta razón las fuerzas por la actividad humana se pueden representar por la serie de Fourier con la siguiente ecuación. [29].

$$F(t) = Q + \sum_{i=1}^N \alpha_i Q \text{sen}(2\pi f_{step} t - \Phi_i)$$

Donde:

N = número de armónicos considerados con amplitudes significativas

Q = peso corporal. lb

f_{step} = frecuencia de paso, Hz

i = número armónico

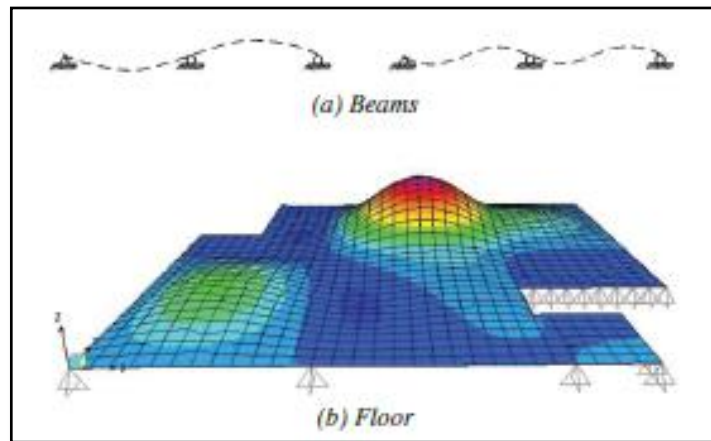
t = tiempo, s

α_i = coeficiente dinámico (relación de magnitud de fuerza armónica al peso corporal) para el i -ésimo armónico

Φ_i = desfase para el i -ésimo armónico, rad

Los criterios para la evaluación de vibraciones se basan en una predicción de la actividad humana en la estructura en términos de aceleración o velocidad y un límite de tolerancia. Cuando la estructura no excede el límite de tolerancia se predice que el edificio permitirá solo niveles aceptables de vibración por la actividad humana. Este criterio comienza con la predicción de los modos de vibración natural que se caracteriza por su frecuencia natural, forma de modo, amortiguación y masa modal. Se puede utilizar elementos finitos para predecir las frecuencias naturales y formas modales. [29].

Figura N° 20: Formas de modo típico en vigas y losas

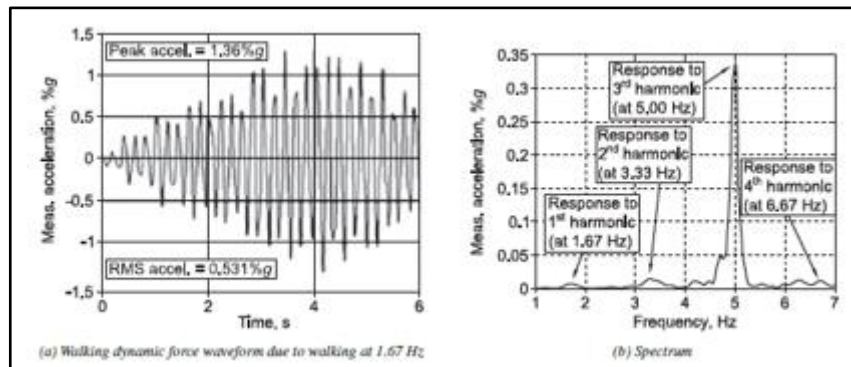


Fuente: Steel Design Guide 11, Vibrations of Steel-Framed Structural Systems Due to Human Activity

El control de vibraciones aplica también para controlar los efectos de resonancia por actividad humana, cuando la frecuencia fundamental es lo suficientemente baja para ser igualada por una frecuencia armónica de fuerza, entonces la respuesta máxima

puede producir resonancia, un sistema de baja frecuencia típicamente es menor a 9 Hz, generalmente es en el tercer armónico donde se obtiene la respuesta máxima. Las frecuencias menores a 9 Hz se denominan sistemas de baja frecuencia y las frecuencias mayores a 9 Hz se denominan sistemas de alta frecuencia. [29].

Figura N° 21: Espectro de Fourier para la representación de la resonancia por la actividad humana



Fuente: Steel Design Guide 11, Vibrations of Steel-Framed Structural Systems Due to Human Activity

1.5.5.1. Límites de tolerancia

Está involucrado con el entorno que rodea el sensor y el sensor humano, la aceptación de las vibraciones dependen de gran medida de lo que las personas hacen, cuando se tiene uso de edificio donde se tiene vibraciones altas como gimnasios, las personas tolerarán mayores vibraciones, pero en edificios como oficinas generalmente se requiere de un ambiente más tranquilo para sus actividades por lo que se debe evitar menores vibraciones para que sean tolerables. La norma AISC 11 establece límites en porcentaje de la gravedad dependiendo del uso del edificio y de la actividad humana. [29].

Tabla N° 23: Límites de la fracción de la aceleración ($a_0/g\%$) para excitaciones producidas al caminar

	Constant Force P_0	Damping Ratio β	Acceleration Limit $a_0 / g \times 100\%$
Offices, Residences, Churches	0.29 kN (65 lb)	0.02–0.05*	0.5%
Shopping Malls	0.29 kN (65 lb)	0.02	1.5%
Footbridges—Indoor	0.41 kN (92 lb)	0.01	1.5%
Footbridges—Outdoor	0.41 kN (92 lb)	0.01	5.0%

* 0.02 for floors with few non-structural components (ceilings, ducts, partitions, etc.) as can occur in open work areas and churches,
 0.03 for floors with non-structural components and furnishings, but with only small demountable partitions, typical of many modular office areas,
 0.05 for full height partitions between floors.

Fuente: Steel Design Guide 11, Vibrations of Steel-Framed Structural Systems Due to Human Activity

Tabla N° 24: Límites de aceleración ($a_0/g\%$) para excitaciones rítmicas

Occupancies Affected by the Vibration	Acceleration Limit, % gravity
Office or residential	0.4-0.7
Dining or weightlifting	1.5-2.5
Rhythmic activity only	4-7

Fuente: Steel Design Guide 11, Vibrations of Steel-Framed Structural Systems Due to Human Activity

1.5.5.2. Evaluación de las vibraciones

Es importante primero determinar la fuente que produce las vibraciones, ya sea caminando, actividades rítmicas o equipos o fuentes externas que transmitan vibraciones del suelo hacia la estructura. Existen diferentes tipos de enfoques de evaluación y son: [29].

- ❖ Pruebas de rendimiento
- ❖ Cálculos
- ❖ Mediciones de vibraciones

1.5.5.2.1. Pruebas de rendimiento

Las pruebas de rendimiento son útiles antes de realizar un cambio de uso en un piso existente. Por ejemplo, el uso de una sala para realizar aeróbicos puede ser evaluado haciendo ejercicios aeróbicos mientras las personas se encuentren en zonas que sean sensibles para observar la vibración resultante. Se puede evaluar también realizando pruebas de caminata simples donde personas se ubican en lugares potencialmente sensibles, para áreas que estén destinados para oficinas, residencias u otras ocupaciones sensibles. Se debe utilizar una frecuencia de paso armónico resonante para la prueba. [29].

1.5.5.2.2. Cálculos para las vibraciones

Se puede utilizar cálculos que permitan obtener las vibraciones dinámicas de una estructura ocasionado por la carga dinámica de las actividades humanas. Debe tenerse en cuenta que la utilización de este método conlleva a tener incertidumbres significativas, por lo que se debe procurar a realizar las pruebas respectivas, básicamente el estudio se centra en sistemas de baja frecuencia (<9 Hz) por que los sistemas de alta frecuencia (>9 Hz) no son comunes. [29].

Las expresiones matemáticas para la evaluación de vibraciones se presente en porcentaje en función de la aceleración y la gravedad ($a_o/g\%$), para la evaluación de las vibraciones por excitaciones al caminar se tiene la siguiente expresión. [29].

$$\frac{a_o}{g} = \frac{P_o e^{-0.35fn}}{\beta W}$$

Donde:

P_o = amplitud de la fuerza impulsadora, 65lb

fn = frecuencia natural de vibración del sistema de piso

β = fracción del amortiguamiento crítico modal que corresponde a fn

W = peso soportado por el tablero en estudio

La frecuencia natural de vibración del piso puede ser obtenido mediante un software y se considera únicamente el análisis en sentido vertical.

1.5.5.2.3. Medición de vibraciones

Se puede cuantificar las vibraciones asociadas con la actividad humana mediante instrumentación, se utilizan instrumentos a largo plazo como acelerómetros o instrumentos de grabación activada, generalmente las respuestas de las vibraciones vienen dadas en espectros de Fourier. [29].

Figura N° 22: Acelerómetro CUSP-3C



Fuente: José. T, Determinación de propiedades dinámicas de sistemas físicos empleando técnicas de vibración ambiental

Es importante señalar las zonas más críticas expuesta a vibraciones para poder tomar lectura en esos sitios y obtener información en todos los elementos estructurales que sean posibles ya sean losas vigas o viguetas, muros, columnas, entre otros. [31].

1.5.6. Técnicas de reforzamiento en estructuras de concreto

Cuando una estructura tiene un comportamiento deficiente, no cumple con los lineamientos de construcción establecidas por las normas, ciertos elementos presentan problemas estructurales, entre otros problemas, es necesario de la intervención de un profesional para evaluar el sistema estructural y poder plantear un reforzamiento adecuado al problema situado. Estas evaluaciones se pueden realizar de forma cualitativa y cuantitativa como se ha visto anteriormente. [32].

Para un conocimiento claro y para evitar la confusión, es necesario tener claro ciertos conceptos como la restauración, reparación y el reforzamiento. [33].

- ❖ **Reparación:** Es el procedimiento necesario para reestablecer las propiedades resistentes de un elemento tal y como fue diseñado o construido.
- ❖ **Reforzamiento:** Es un conjunto de técnicas que permiten incrementar la resistencia más allá de su capacidad para la cual fue diseñada.
- ❖ **Restauración:** Consiste en modificar las condiciones de una estructura para que se encuentre en un estado óptimo y habitable.

Al establecer que la estructura requiere de reforzamiento luego de un análisis, se debe recurrir al método adecuado de acuerdo a la necesidad de la estructura, una estructura puede tener una adecuada resistencia, pero carecer de ductilidad o viceversa, puede presentarse el caso de que carezca de ambos, en cualquiera de las situaciones, la estructura no alcanzará el desempeño establecido. [34].

Figura N° 23: Niveles de desempeño de diferentes estructuras deficientes



Fuente: SIKA, Reforzamiento de estructuras de concreto

Para cada necesidad se tienen diferentes métodos de reforzamientos, si la estructura requiere de un aumento de resistencia última y rigidez, las técnicas que se pueden emplear son las siguientes: [34].

- Adición de muros de cortante.
- Adición de diagonales rigidizadoras
- Encamisado con concreto reforzado.
- Adición de elementos metálicos o FRP adheridos o anclados externamente.

Para incrementar la ductilidad en la estructura se tienen las técnicas siguientes:

- Encamisado con mallas de acero y concreto con mortero de protección.
- Encamisado con ángulos y platinas de acero.
- Encamisado con FRP.

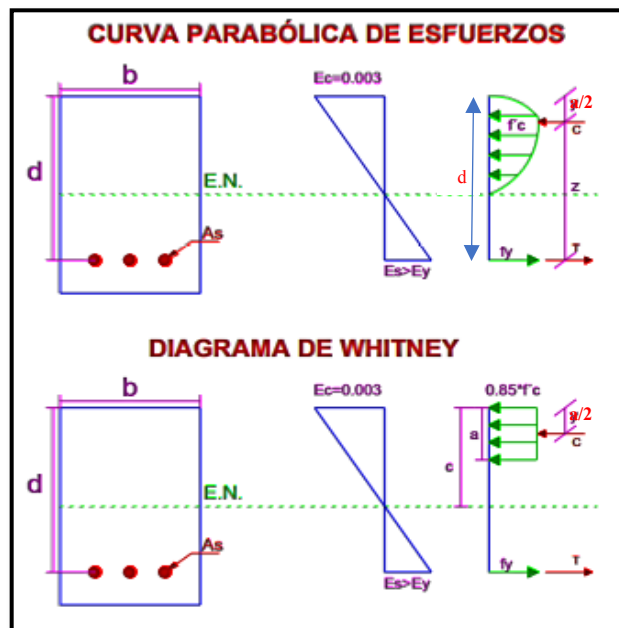
Es importante realizar un análisis de los elementos estructurales para conocer si su capacidad es suficiente para soportar las solicitaciones de cargas. [34].

1.5.6.1. Análisis en vigas

1.5.6.1.1. Análisis a flexión

El análisis en vigas se lo puede realizar mediante el diagrama de Whitney donde presenta una alternativa para representar la curva parabólica del esfuerzo del hormigón por un rectángulo de esfuerzos. En base al diagrama de Whitney se establecen las fórmulas para determinar el momento resistente en vigas simplemente armadas. El cortante se calcula con las ecuaciones descritas en el ACI 318-14. [35].

Figura N° 24: Diagrama de Whitney



Fuente: Sebastian. N, Comparación Técnica-Económica de Elementos Compuestos Vs. Elementos de Acero y Elementos de Hormigón Armado

$$\phi M_n = \phi A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c' * b}$$

$$\phi = 0.9$$

Donde:

Mn = momento nominal

As = área de acero longitudinal

fy = resistencia a la fluencia del acero

d = peralte efectivo

a = profundidad del bloque equivalente

b = base de la sección

$f'c$ = resistencia del concreto a compresión

ϕ = factor de reducción de acuerdo a la carga

1.5.6.1.2. Análisis a corte

El corte es muy importante a analizar en los elementos estructurales, ya que, si su falla llega a ocurrir, el elemento es casi irreparable y ya no tiene la capacidad de soportar cargas. La resistencia a cortante de una viga de hormigón armado, de acuerdo al ACI 318-14 se calcula con las siguientes ecuaciones. [35].

$$\phi Vn = \phi Vc + \phi Vs$$

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

$$Vs = \frac{Av * fy * d}{S}$$

$$\phi = 0.75$$

Donde:

V_n = cortante resistente

A_v = área de acero transversal

V_c = resistencia a corte proporcionado por el concreto

V_s = resistencia a corte proporcionado por el acero a corte

S = espaciamiento entre estribos

El cortante con el que se debe diseñar la viga, debe determinarse a partir del cortante de las fuerzas en la parte de la viga comprendida entre las caras del nudo, se debe suponer que en la cara de los nudos localizado en los extremos de la viga actúan momentos opuestos correspondientes a la resistencia a flexión probable M_{pr} , lo cual generan un cortante probable, y considerar que actúan cargas gravitacionales a lo largo de la luz de la viga generando un cortante por cargas gravitacionales V_g . [35].

$$V_d = V_p + V_g$$

$$V_p = \left(\frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \right)$$

$$M_{pr} = \alpha * f_y * A_s * \left(d - \frac{A_s * \alpha * f_y}{2 * 0.85 * f'_c * b} \right)$$

$$\alpha = 1.25$$

Donde:

V_d = cortante de diseño o de demanda

V_p = cortante probable obtenida de acuerdo a los momentos probables en los extremos de la viga

V_g = cortante por cargas gravitacionales de acuerdo a la combinación de carga

M_{pr} = momentos probables considerando el aumento de resistencia a la fluencia del acero

l_n = luz libre medida entre la cara de los apoyos

α = incremento de la resistencia a la fluencia del acero por endurecimiento

Se debe diseñar suponiendo que $V_c=0$ si cumplen simultáneamente las siguientes condiciones:

- 1) La fuerza de corte de diseño V_d , representa la mitad o más de la resistencia a cortante requerido en la zona de confinamiento. [35].

$$V_p \geq 0.5 * V_d$$

- 2) La fuerza axial de compresión mayorada P_u incluyendo los efectos del sismo es menor que $A_g * f'_c/20$. [35].

Donde:

A_g = área gruesa de la sección transversal

1.5.6.2. Análisis en columnas

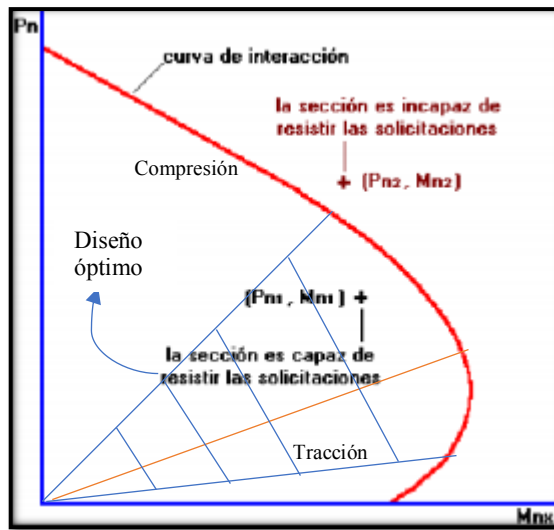
1.5.6.2.1. Análisis a flexo-compresión

Para el análisis a flexo-compresión, debe conocer el armado de las columnas y verificar la cuantía de acero, de acuerdo a la NEC la cuantía de acero debe encontrarse entre 1% y 3%, y según el ACI 318-14 entre el 1% y 8% de cuantía de acero.

$$\rho = \frac{A_s}{b * h}$$

Al análisis de las columnas resulta algo más complicado que en vigas debido a que es un elemento a flexo-compresión. Para conocer la capacidad de la estructura se puede utilizar el diagrama de iteraciones, este diagrama es una representación de las fuerzas axiales y de los momentos flectores. [35].

Figura N° 25: Diagrama de iteraciones



Fuente: Sebastián. N, Comparación Técnica-Económica de Elementos Compuestos Vs. Elementos de Acero y Elementos de Hormigón Armado

El diagrama de iteraciones se grafica de acuerdo a las propiedades de la sección armada, en este diagrama se ubica las cargas actuantes de la columna para verificar si está en una zona de compresión o de tracción, o si la columna está sobredimensionada o subdimensionada y requiere ser reforzada. [35].

1.5.6.2.2. Análisis a corte

Para el cortante en columnas se utiliza las ecuaciones del ACI 318-14, considerándose que la columna es un miembro sometido a compresión axial. [35].

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

Cuando el elemento se encuentra a compresión axial V_c se calcula por medio de:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * \left(1 + \frac{P_u}{140 * A_g} \right) * b * d$$

La resistencia a corte aumenta cuando se tiene compresión axial, la razón es porque la compresión contribuye a cerrar grietas y ayuda a la fricción. De manera conservadora se puede eliminar la expresión que se encuentra entre paréntesis. [35].

Cuando el elemento se encuentra con tracción axial significativa V_c se calcula como:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * \left(1 - \frac{Pu}{35 * Ag}\right) * b * d$$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S}$$

$$\phi = 0.75$$

El cortante de diseño se debe determinar a partir de la resistencia a flexión máximas probables M_{pr} , en cada extremo de la columna correspondientes al intervalo de fuerzas axiales mayoradas P_u . [35].

$$V_{d_{3,4}} = \left(\frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{l_u}\right)$$

Se debe diseñar suponiendo que $V_c=0$ si cumplen simultáneamente las siguientes condiciones:

- 1) El cortante de demanda representa la mitad o más de la resistencia a cortante requerido en la zona de confinamiento. [35].
- 2) La fuerza axial de compresión mayorada P_u incluyendo el sismo es menor que $Ag * f'c/20$. [35].

1.5.6.3. Encamisado de hormigón

Consiste en envolver al elemento estructural con una sección de concreto y varillas de acero longitudinal distribuido en la sección como si se tratase de una columna o una viga de ser el caso, incrementando la sección del elemento, se le adiciona estribos para sujetar las varillas longitudinales, generando así mejor comportamiento a compresión, flexión, cortante y torsión. [36].

Figura N° 26: Encamisado de hormigón



Fuente: Encamisado de concreto armado para el refuerzo de vigas y columnas de una edificación

1.5.6.4. Encamisado con perfiles metálicos

Es más aplicable para columnas de secciones rectangulares o cuadrada y se colocan clavándolas en la columna, se adhieren pletinas metálicas en las caras de la columna y son pegadas con resinas epóxicas, pernos o ambas, otra manera es mediante en soportes cuadrados y rectangulares colocar en cada esquina ángulos metálicos y posteriormente soldar una placa metálica entre ellos como arriestra transversal. [33].

❖ Columnas

Existen investigaciones a partir del año 1975 para el reforzamiento con ángulos metálicos, sin embargo, aún no se ha establecido una metodología fiable para su cálculo y que hayan sido comprobados experimentalmente. [37].

Figura N° 27: Columna con platinas metálicas ángulos de reforzamiento



Fuente: Pablo. J, Determinación de las técnicas de reforzamiento para mejorar el desempeño estructural de un edificio mixto

Fernando Canovas (1994) es uno de los primeros investigadores que ofreció recomendaciones para el uso del reforzamiento con platinas metálicas a la hora de la ejecución, manifiesta que debe incorporarse suficiente refuerzo capaz de absorber la totalidad de los esfuerzos verticales que se transmiten a la sección y la importancia de la unión de los capiteles y bases, suficientemente rígidas, de las columnas en la superficie de hormigón, para un buen reparto de las cargas entre el núcleo de hormigón y el reforzamiento. [37].

El libro “Los pilares: criterios para su proyecto, cálculo y reparación” propone una fórmula para calcular el axil último de la columna reforzada como si de una estructura mixta sometida a esfuerzos de compresión se tratara. [37].

$$N_F = 0.85 * a * b * \frac{f'_c}{\gamma_c} + A_{s1} * \frac{f_{yk}}{\gamma_{s1}} + A_{s2} * \frac{f_s}{\gamma_{s2}}$$

Donde:

a, b = dimensiones de la columna de hormigón original

f'_c, f_{yk}, f_s = resistencia del hormigón, el acero de las armaduras y el acero del refuerzo respectivamente

A_{s1} = sección de las armaduras del hormigón y del perfil metálico de refuerzo adherido a las esquinas de la sección del hormigón.

$\gamma_c, \gamma_{s1}, \gamma_{s2}$ = coeficientes de seguridad del hormigón, del acero en el hormigón y el acero del reforzamiento.

Para garantizar que la columna de hormigón incremente la resistencia con esta técnica de reforzamiento, se debe proporcionar pletinas sujetas a los ángulos de las esquinas de la columna para confinar a la sección, las características que estas poseen dependerán de las dimensiones de la sección transversal del elemento a reforzar. [37].

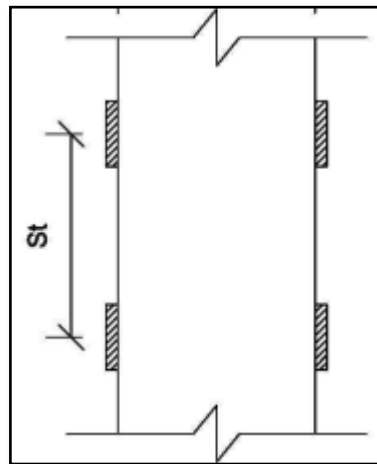
$$\beta = 0.5 * (a * b)$$

- Distancia entre presillas S_t : $0.40 \beta \leq S_t \leq 0.75$
- Área de las presillas A_{v1} : $A_{v1} \geq 0.004\beta^2$
- El grosor del acero de la presilla debe ser igual o inferior al del angular.

Existen otras condiciones que los ángulos y presillas deben poseer y son las siguientes.

- La dimensión mínima para los ángulos será de L50x50x5
- La resistencia característica de los angulares de acero será de 210 MPa y de las presillas 210 o 240 MPa en función de la resistencia del hormigón.

Figura N° 28: Distancia entre platinas



Fuente: D. Ester, Estudio experimental y numérico de soportes de hormigón armado reforzado con perfiles metálicos sometidos a esfuerzos de compresión simple

Se ha comprobado que la utilización de las presillas metálicas trabaja igual que un estribo interior de la sección por lo que la contribución de la fuerza a cortante que proporciona las presillas se calcula con la ecuación usual del ACI 318-14. [38].

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s + \phi V_{s1}$$

Cuando el elemento se encuentra a compresión axial V_c se calcula por medio de:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * \left(1 + \frac{Pu}{140 * Ag}\right) * b * d$$

Cuando el elemento se encuentra con tracción axial significativa V_c se calcula como:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * \left(1 - \frac{Pu}{35 * Ag}\right) * b * d$$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S}$$

$$V_{s1} = \frac{A_{v1} * f_{y1} * d_1}{S_t}$$

$$\phi = 0.75$$

Donde:

V_{s1} = resistencia a corte proporcionado por la presilla metálica

A_{s1} = área de acero transversal de la presilla metálica

f_{y1} = resistencia a la fluencia del acero

d_1 = peralte efectivo medido desde la fibra a compresión más extrema hasta la cara del perfil

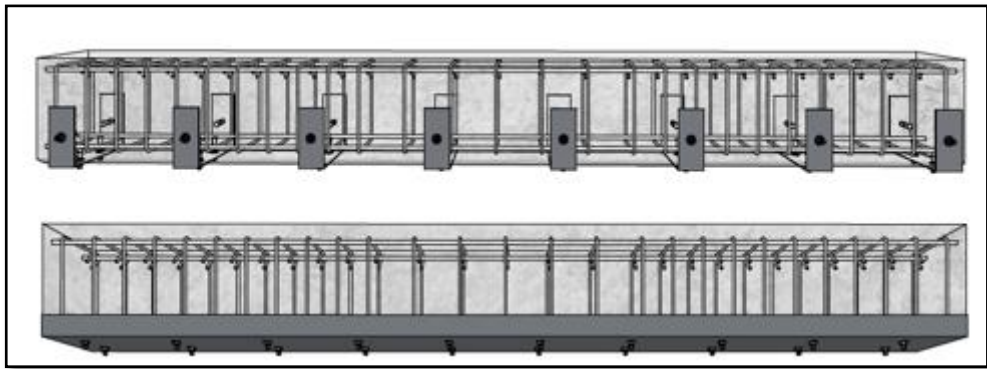
❖ Vigas

Los ángulos para reforzar a las vigas deben seleccionarse de tal forma que sea capaz de resistir el momento de demanda con acción conjunta de la sección de hormigón, el análisis de la viga compuesta con los perfiles de acero se puede realizar con un

programa computacional, que generalmente utiliza el diagrama momento curvatura para obtener la capacidad de la viga reforzada.

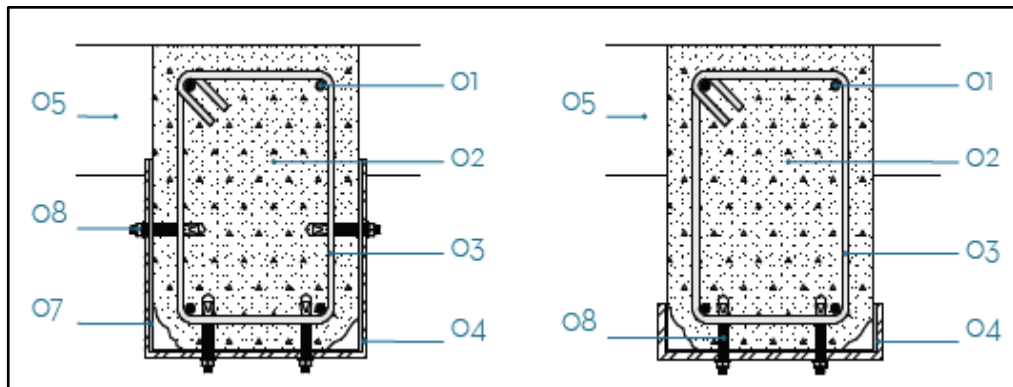
La unión de los ángulos de refuerzo con el hormigón puede realizarse con resinas epóxicas y adicionalmente agregar conectores para que se garantice una acción conjunta, aunque sea difícil de conseguirlo.

Figura N° 29: Reforzamiento de vigas con perfiles de acero



Fuente: James. G & Mauricio. L, Manual de técnicas para rehabilitación y reforzamiento en columnas y vigas de hormigón armado deterioradas por agentes mecánicos

Figura N° 30: Secciones transversales de vigas reforzadas



Fuente: James. G & Mauricio. L, Manual de técnicas para rehabilitación y reforzamiento en columnas y vigas de hormigón armado deterioradas por agentes mecánicos

No se tiene muy claro los requisitos técnicos para el uso de los ángulos y presillas metálicas, por lo que se puede tomar los requisitos utilizados en columnas.

1.5.6.5. Reforzamiento con FRP (Fiber-Reinforced Polymer)

El FRP está elaborado con fibras de carbono, vidrio o aramida en una matriz de resina epóxica viniléster o poliéster. Este material envuelve al elemento estructural con una o más capas de láminas de acuerdo a la necesidad, las dimensiones permanecen casi inalteradas y otorga al material gran ductilidad y resistencia mecánica, es fácil la puesta en obra y accesible a zonas de trabajo complejas. Para su efectividad y correcto funcionamiento, deben colocarse en dirección de los estribos. [33].

Figura N° 31: Columna con fibra de carbono FRP



Fuente: Pablo. J, Determinación de las técnicas de reforzamiento para mejorar el desempeño estructural de un edificio mixto

1.5.6.6. Reforzamiento con diagonales rigidizadoras o contravientos

Se pueden utilizar varios modelos de rigidizadoras en la estructura, su utilización dependerá del estudio realizado de un análisis sísmico, entre los más utilizados son: [39].

- Diagonales
- Contravientos en X o cruces de San Andrés.
- Contravientos excéntricos.
- Contravientos concéntricos.

Al tratarse de una estructura adicional de acero, existen diferentes maneras para que esta estructura se introduzcan en los marcos existentes de hormigón armado, estas formas son las siguientes: [39].

- Utilizando un marco adicional de acero para fijar los contravientos dentro del marco de hormigón armado.
- Sin utilizar un marco especial.
- Utilizando tornillos de acero o soldaduras para colocar los contravientos directamente en el marco de concreto.
- Utilizando mortero o concreto en las juntas y anclajes para colocar los contravientos.

La utilización de contravientos en estructuras de hormigón es muy popular debido a que presenta grandes ventajas, entre las ventajas que más se destacan son las siguientes: [39].

- El incremento de peso en la estructura no es muy significativo.
- Su colocación es rápida y la interrupción de la ocupación del edificio es mínima.
- Proporciona gran rigidez global en la estructura.
- No se requiere construir una cimentación para los contravientos debido a que estos están sujetos en los marcos de la estructura, pero se debe evaluar la cimentación existente.

El problema principal que se tiene en los contravientos, es el anclaje puesto que se deben situar en una estructura de hormigón existente la cual debe perforarse y adicionarse elementos metálicos que permitan la sujeción de los perfiles del contraviento. [39].

Figura N° 32: Estructura reforzada con contravientos en X



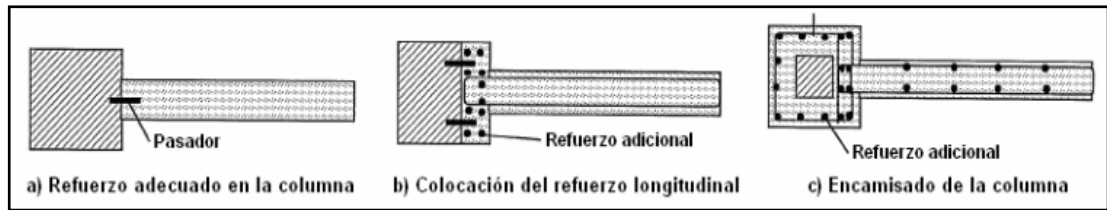
Fuente: Moliseweb.it

1.5.6.7. Reforzamiento con muros estructurales

Es un método que se utiliza para rigidizar a la estructura cuando tiene desplazamientos excesivos ante una demanda sísmica, o cuando se tiene problemas de torsión, estos muros compensan la rigidez del edificio para que su movimiento sea trasnacional ante cargas laterales. [39].

Consiste en agregar muros de concreto o de mampostería a un marco de concreto existente, comúnmente se coloca dentro de los límites de las vigas y columnas existentes. La transferencia de carga entre el muro adicional y el marco existente se realiza con conexiones del acero de refuerzo del muro y del elemento existente o mediante pasadores. [39].

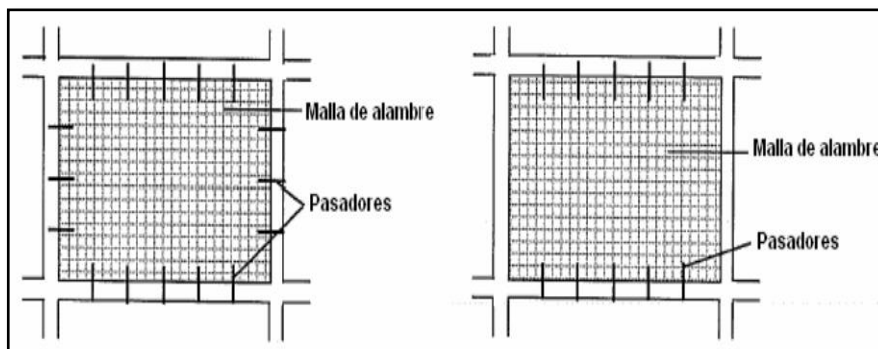
Figura N° 33: Conexión del muro de corte en columnas



Fuente: Sergio. M, Rehabilitación de estructuras de concreto

Las columnas suelen actuar como elementos perimetrales y su capacidad axial debe ser lo suficiente para poder resistir las fuerzas de tensión y compresión provocadas por el muro. Cuando las columnas no son lo suficientemente resistentes, se puede realizar conexiones en las vigas que ayuden a otorgar resistencia debido a las fuerzas provocados por el muro. [39].

Figura N° 34: Conexión del muro de corte en vigas



Fuente: Sergio. M, Rehabilitación de estructuras de concreto

Para llevar a cabo el procedimiento de diseño del muro se debe considerar la rigidez relativa y resistencia del marco y del muro, así como también el nivel de deformación y el daño asociado. Los parámetros que rigen el diseño de muros se encuentran en el ACI 318-14. [39].

CAPÍTULO 2

METODOLOGÍA

2.1. Materiales y equipos

2.1.1. Materiales

Materiales de oficina y cinta métrica.

2.2.2 Equipos

2.2.2.1 Martillo esclerométrico

Es un aparato que permite realizar pruebas no destructivas en el hormigón, para determinar la dureza del hormigón que puede relacionarse con la resistencia a la compresión. [40].

Tabla N° 25: Detalles del martillo esclerométrico

Descripción			
Equipo digital que mide la resistencia a la compresión del hormigón			
Modelo	Fabricante	Voltaje	Potencia
PROCEQ	PROCEQ	110V	N/A
			

Fuente: Bryan Bedón

2.2.2.2 Equipo de perforación SPT

Permite realizar una exploración preliminar del suelo para obtener sus características geotécnicas, es el más utilizado ya que los resultados que se obtiene son muy aceptables. [41].

Tabla N° 26: Detalles del SPT

Descripción
Equipo usado en ensayos de terrenos para un reconocimiento geotécnico
Elementos
<ul style="list-style-type: none"> • Tubo guía

- Trípode
- Motor Briggs and Stratton 8.00 hp
- Cabo de manila
- Cuchara partida
- Martillo de 63.5 kg



Fuente: Bryan Bedón

2.3. Recolección de datos

2.3.1. Planos de la edificación

- ❖ Planos arquitectónicos.

Figura N° 35: Planta Baja, Nivel N: +0.00



Fuente: DIRING, Universidad Técnica de Ambato

Figura N° 36: Segundo nivel, Nivel N: +3.60



Fuente: DIRING, Universidad Técnica de Ambato

Figura N° 37: Tercer nivel, Nivel N: +7.20

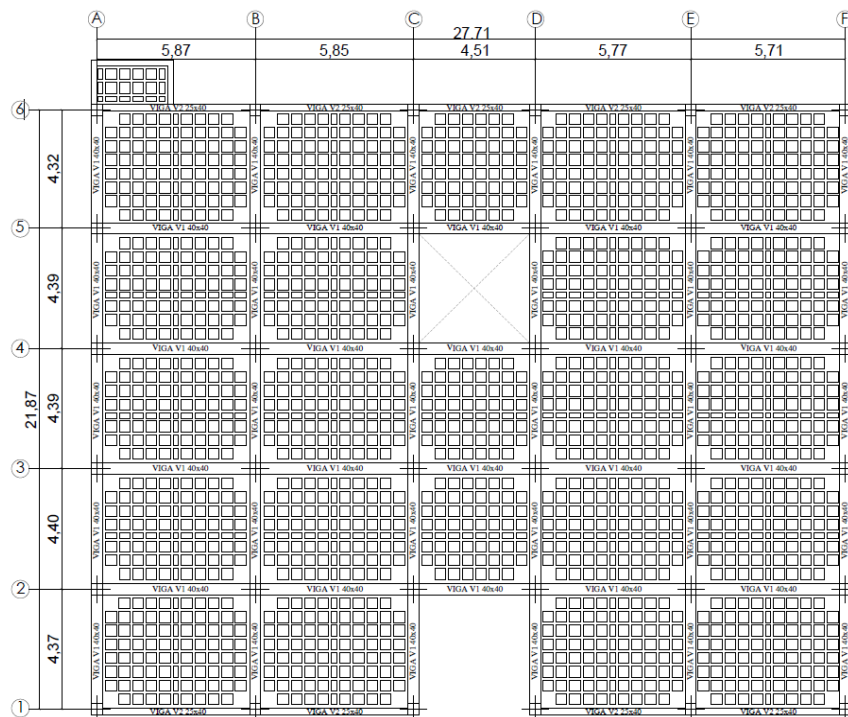


Fuente: DIRING, Universidad Técnica de Ambato

2.2.2. Resistencia del hormigón

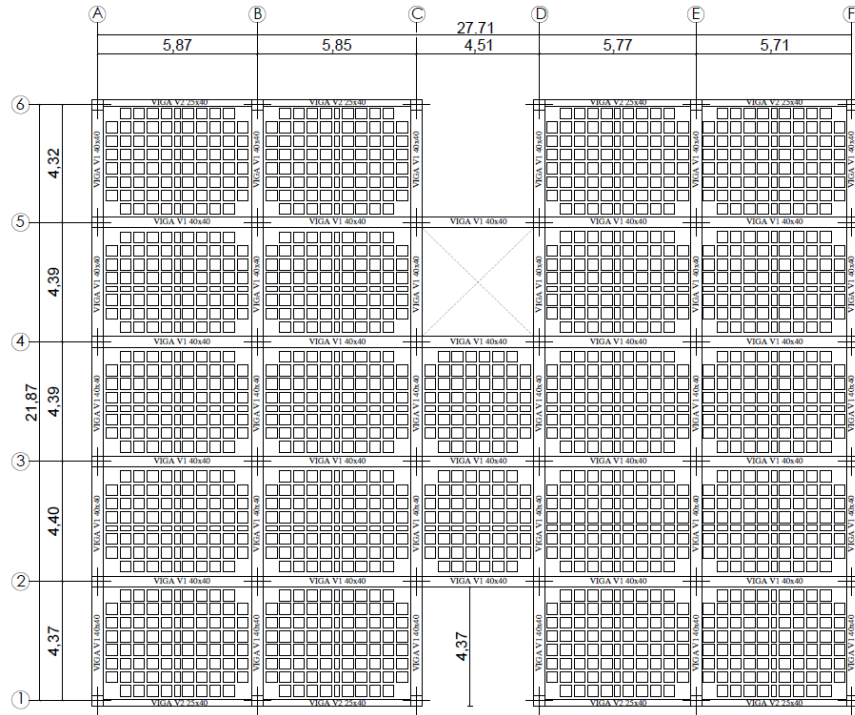
La resistencia del hormigón fue determinada mediante el martillo Esclerométrico sobre las superficies descubiertas de vigas y columnas que fueron accesibles en la estructura, en las losas no fue posible debido a que no se encontraron superficies descubiertas que permitiera realizar el ensayo. Los elementos en donde se realizaron los ensayos se muestran marcados en los planos estructurales que se muestran a continuación.

Figura N° 38: Losa nivel N: +3.60



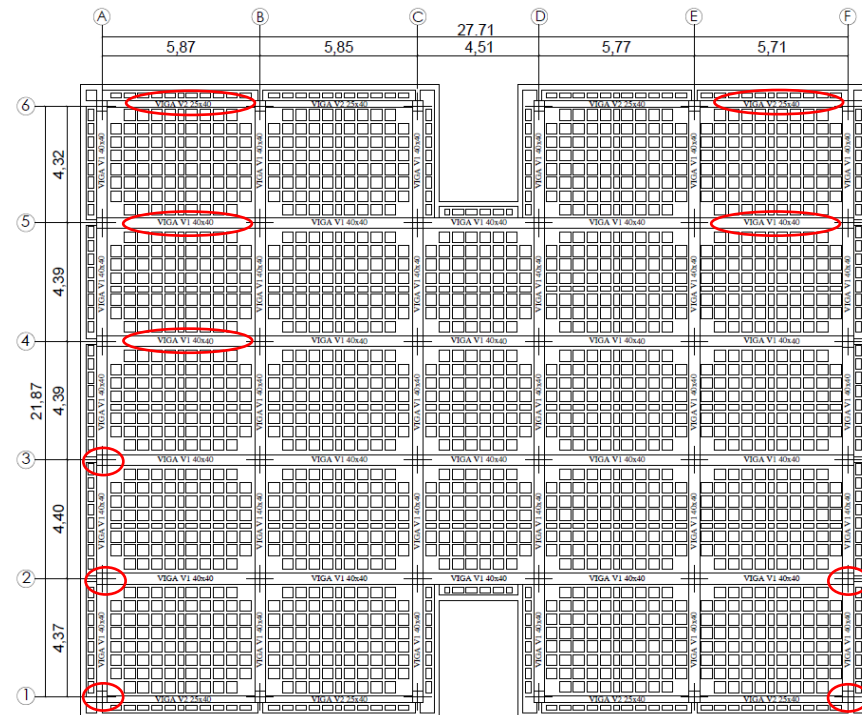
Fuente: Bryan Bedón

Figura N° 39: Losa nivel N: +7.20



Fuente: Bryan Bedón

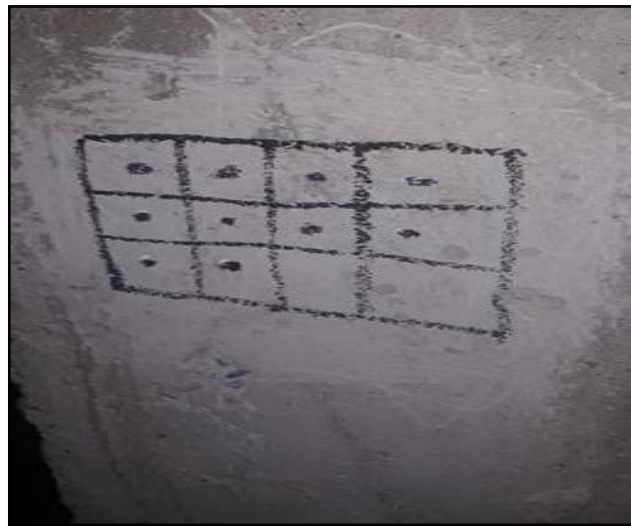
Figura N° 40: Losa nivel N: +10.80



Fuente: Bryan Bedón

El procedimiento para llevar a cabo el ensayo se realizó siguiendo los requerimientos de la norma ASTM C805 para el correcto uso del martillo esclerométrico.

Figura N° 41: Ensayo con el martillo esclerométrico bajo criterios del ASTM C805 en columna, eje A3.



Fuente: Bryan Bedón

Existen gráficos que relacionan el índice de rebote (Q) con la resistencia del hormigón (f^c) de acuerdo a la inclinación del martillo, el martillo esclerométrico digital utilizado en nuestros ensayos muestra directamente la resistencia del conjunto de lecturas utilizados en un ensayo, por lo que no es necesario realizar dicha relación, como se ha realizado 10 ensayos, entonces se obtienen 10 lecturas de la resistencia del hormigón, estos datos se muestran en las siguientes tablas: [4].

Tabla N° 27: Datos del ensayo esclerométrico en columnas

NIVEL N+7.20									
COLUMNA 1 EJE A3		COLUMNA 2 EJE A2		COLUMNA 3 EJE A1		COLUMNA 4 EJE F2		COLUMNA 5 EJE F1	
N°	Índice de Rebote (Q)	N°	Índice de Rebote (Q)	N°	Índice de Rebote (Q)	N°	Índice de Rebote (Q)	N°	Índice de Rebote (Q)
1	49.0	1	40.0	1	41.0	1	37.5	1	47.5
2	44.0	2	39.0	2	40.0	2	42.5	2	41.0
3	43.0	3	40.5	3	47.0	3	40.5	3	39.0
4	40.0	4	44.0	4	41.5	4	46.0	4	44.0
5	38.0	5	41.0	5	49.0	5	39.5	5	46.5
6	44.0	6	47.0	6	50.5	6	48.5	6	48.0

7	39.0	7	38.0	7	42.0	7	42.0	7	39.5
8	38.0	8	42.0	8	46.0	8	40.5	8	48.5
9	49.0	9	41.5	9	53.5	9	46.5	9	42.5
10	47.0	10	45.0	10	43.5	10	41.0	10	44.0
Promedio	43.1	Promedio	41.8	Promedio	45.4	Promedio	42.5	Promedio	44.1
f _c (kg/cm ²)	240.0	f _c (kg/cm ²)	215	f _c (kg/cm ²)	255	f _c (kg/cm ²)	230	f _c (kg/cm ²)	250

Fuente: Bryan Bedón

Tabla N° 28: Datos del ensayo esclerométrico en vigas

NIVEL N+7.20									
VIGA 1 EJE 6 TRAMO A-B		VIGA 2 EJE 5 TRAMO A-B		VIGA 3 EJE 4 TRAMO A-B		VIGA 4 EJE 6 TRAMO E-F		VIGA 5 EJE 5 TRAMO E-F	
N°	Índice de Rebote (Q)	N°	Índice de Rebote (Q)	N°	Índice de Rebote (Q)	N°	Índice de Rebote (Q)	N°	Índice de Rebote (Q)
1	45.0	1	48.0	1	50.0	1	39.0	1	42.5
2	48.0	2	49.5	2	46.5	2	40.0	2	46.0
3	50.5	3	41.0	3	42.5	3	47.0	3	51.5
4	46.5	4	46.0	4	53.5	4	41.0	4	42.0
5	51.0	5	42.0	5	43.0	5	39.0	5	48.5
6	52.0	6	45.5	6	47.5	6	38.5	6	50.0
7	57.5	7	46.5	7	51.0	7	39.5	7	46.5
8	59.0	8	42.0	8	48.0	8	37.0	8	49.5
9	53.0	9	49.5	9	46.5	9	43.5	9	44.0
10	48.0	10	47.0	10	42.5	10	38.0	10	47.0
Promedio	51.1	Promedio	45.7	Promedio	47.1	Promedio	40.3	Promedio	46.8
f _c (kg/cm ²)	330.0	f _c (kg/cm ²)	255	f _c (kg/cm ²)	270	f _c (kg/cm ²)	200	f _c (kg/cm ²)	260

Fuente: Bryan Bedón

Para validar los datos del índice de rebote se debe calcular el promedio de las lecturas tomadas en situ, las lecturas que sobrepasen en ± 6 unidades del promedio calculado deben ser desechadas, y el promedio debe calcularse nuevamente con las lecturas restantes, si más de dos lecturas difieren de ± 6 unidades del promedio, se debe desechar todas las lecturas y realizar un nuevo ensayo. [4].

Para el cálculo de la validación del índice de rebote, se utilizará los datos de la columna 1 de la tabla N° 27, el procedimiento es el mismo para los demás datos.

Promedio=43.1

Tabla N° 29: Cálculo del error para validación de la resistencia a la compresión del concreto

Índice de rebote Q	Promedio P	Error (Q-P)
49.0	43.1	5.9
44.0		0.9
43.0		0.1
40.0		-3.1
38.0		-5.1
44.0		0.9
39.0		-4.1
38.0		-5.1
49.0		5.9
47.0		3.9

Fuente: Bryan Bedón

Como se observa ningún dato sobrepasa las 6 unidades, por lo que los datos son válidos. En los demás ensayos se ha verificado este criterio por lo que los datos de las tablas N° 27 y N° 28 son válidos.

Para obtener el valor de la resistencia a la compresión del hormigón ($f'c$) del conjunto de datos de ambas tablas, se puede realizar mediante procesos estadísticos, como puede ser mediante la mediana y la media aritmética, en nuestro caso utilizaremos la media aritmética para obtener el valor de $f'c$.

$$f'c = \frac{240 + 215 + 255 + 230 + 250 + 330 + 255 + 270 + 200 + 260}{10}$$

$$f'c = 250.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

Este valor de resistencia a la compresión del hormigón se utilizará en todos los cálculos posteriores a esta investigación.

2.2.3. Resistencia del acero de refuerzo

No se pudo realizar ningún ensayo de resistencia a la tensión del acero, solo se pudo visualizar el acero de las columnas en el último nivel de la estructura, a partir de la

observación se concluye que son barras de acero corrugado A615-Gr60 cuya resistencia a la tensión f_y es de 4200 kg/cm².

2.2.4. Dimensiones y áreas de acero de los elementos estructurales

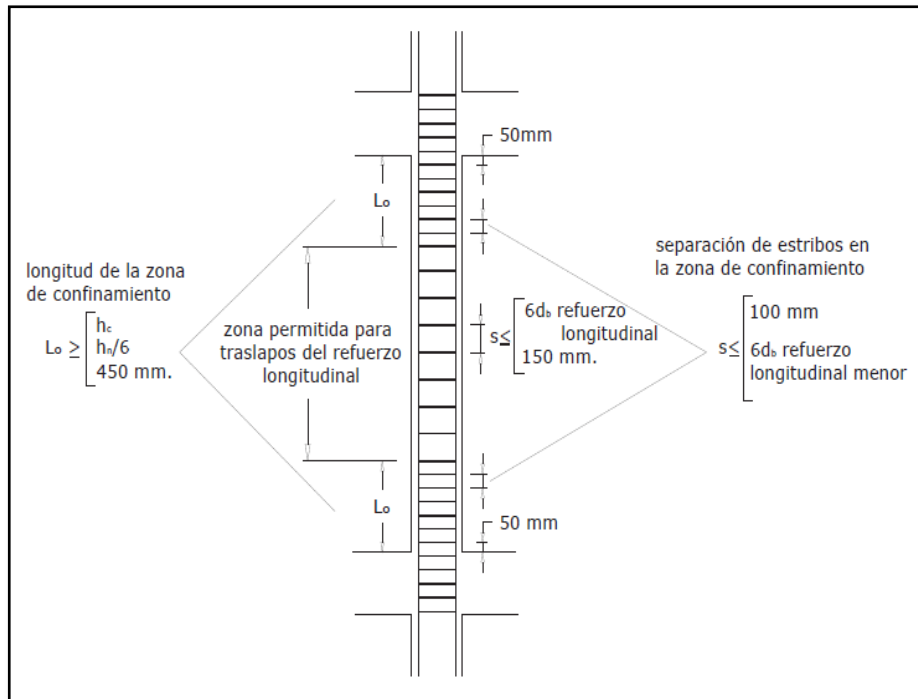
Para la modelación de la estructura es necesario obtener las dimensiones de cada uno de los elementos estructurales, además es necesario conocer los aceros longitudinales y transversales constituidos de los elementos estructurales, los aceros cerca de los nudos son los que nos permitirá definir las rótulas plásticas.

Las dimensiones de los elementos se obtuvieron mediante la medición de cada uno de ellos en la edificación. No se obtuvo acceso a los planos estructurales del edificio y no se cuenta con el equipo necesario para obtener los aceros de cada elemento. Por esta razón, el armado que se tomará para los elementos estructurales será asumido siguiendo los requisitos mínimos de la NEC.

❖ Columnas

Para las columnas, el armado longitudinal fue visible en el último nivel de la edificación, así como también su recubrimiento, por lo que el armado longitudinal considerado es el que consta en la tabla N° 31 (18mm). Para el caso del armado transversal de las columnas, se asumirá siguiendo los lineamientos de la NEC, considerando un diámetro mínimo de acero de estribos de 10mm.

Figura N° 42: Separación entre estribos en columnas



Fuente: Fuente: NEC_SE_HM_ Hormigón armado

Estos requisitos dan el mínimo espaciamiento que debe tomarse para el diseño, sin embargo, tomar los valores requeridos por la norma se estaría asumiendo que el elemento se encuentra correctamente armado lo cual no es real, por esta razón se tomará los valores más desfavorables para que se obtengan las menores resistencias posibles para los análisis correspondientes.

Tabla N° 30: Datos para el armado de columnas

Datos	
hn (m)	3.20
ϕ long (mm)	18.00
bc (cm)	40.00
hc (cm)	40.00
Cálculos	
	40.00
Lo (cm)	53.33
	45.00
	10.00

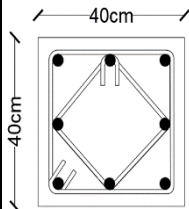
S confinamiento (cm)	10.80
S (cm)	10.80
	15.00

Fuente: Bryan Bedón

Para obtener la menor resistencia posible en el elemento, se tomaron los valores mayores de espaciamiento.

El armado final de la columna es el siguiente:

Tabla N° 31: Armado de columnas

COLUMNAS					
Identificación del Elemento	Dimensiones	Área de Acero	Estribo	Recubrimiento	Ubicación
C1		8Ø18mm = 20.36cm ² Cuantía 1.27%	1EØ10mm@ 10cm y 15cm	3cm	En todos los ejes de la estructura

Fuente: Bryan Bedón

❖ Vigas

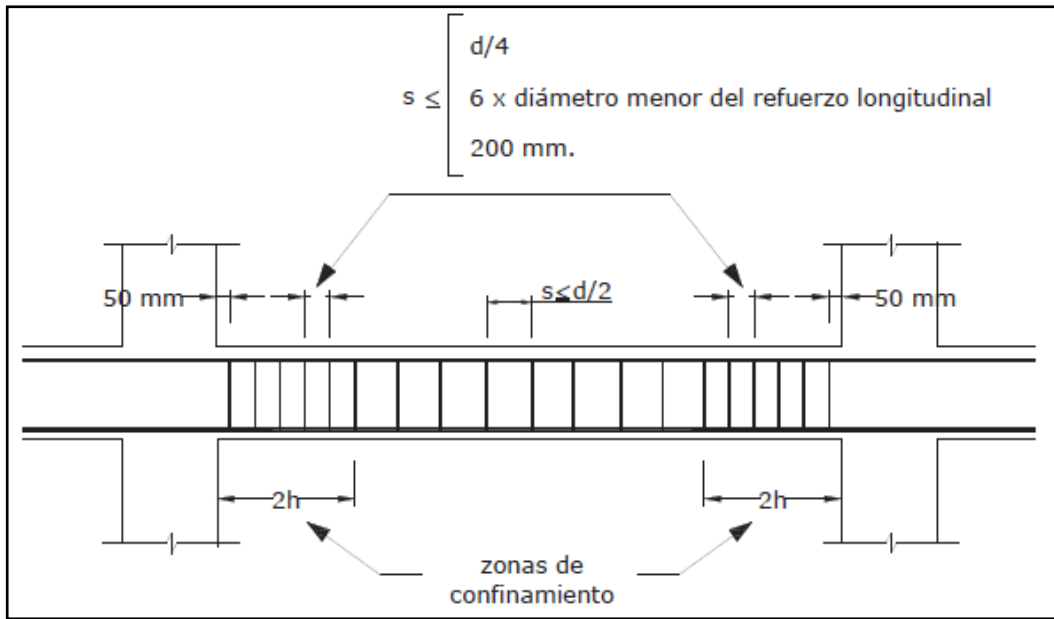
Para el caso de las vigas, no se obtuvo información del acero longitudinal y transversal, el armado en ambos casos será asumido teniendo en cuenta los requisitos mínimos de la NEC, también se asumirá su recubrimiento. Al momento de medir en el sitio las dimensiones de las vigas, se obtuvieron tres vigas de distinta dimensión, para ambas secciones se determinará el armado mínimo correspondiente.

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y}$$

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

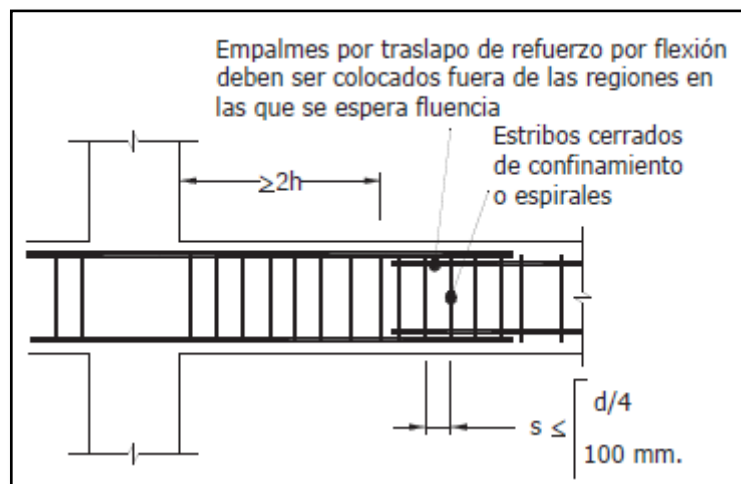
Para el armado transversal se asume las separaciones entre estribos según la NEC, teniendo en cuenta que el diámetro mínimo de varilla para los estribos es de 10mm.

Figura N° 43: Separación entre estribos en vigas



Fuente: NEC_SE_HM_ Hormigón armado

Figura N° 44: Confinamiento en traslape de varilla longitudinal



Fuente: NEC_SE_HM_ Hormigón armado

Tabla N° 32: Datos para el armado de vigas

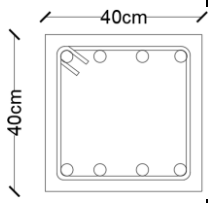
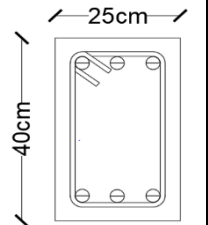
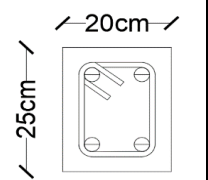
Datos de viga V1		Datos de viga V2		Datos de viga V3	
b (cm)	40.00	b (cm)	25.00	b (cm)	20.00
h (cm)	40.00	h (cm)	40.00	h (cm)	25.00

r (cm)	3.00	r (cm)	3.00	r (cm)	2.50
d (cm)	37.00	d (cm)	37.00	d (cm)	22.50
Cálculos		Cálculos		Cálculos	
Cuantía mínima	0.0033	Cuantía mínima	0.0033	Cuantía mínima	0.0033
As min	4.93	As min	3.08	As min	1.50
As utilizado: 4 ϕ 14mm	6.16	As utilizado: 3 ϕ 12mm	3.19	As utilizado: 2 ϕ 12	2.26
S confinamiento (cm)	9.25	S confinamiento (cm)	9.25	S confinamiento (cm)	5.63
	8.40		7.20		7.20
	10.00		10.00		10.00
S (cm)	18.50	S (cm)	18.50	S (cm)	11.25

Fuente: Bryan Bedón

El armado final de las vigas es el siguiente:

Tabla N° 33: Armado de vigas

VIGAS						
Identificación del Elemento	Dimensiones	Acero Superior	Acero Inferior	Estribo	Recubrimiento	Ubicación
V1		4 ϕ 14mm = 6.16 cm ²	4 ϕ 14mm = 6.16 cm ² Cuantía 0.0042	1E ϕ 10mm @ 10cm y 18cm	3cm	Nivel N+3.60, N+7.20 y N+10.80 Ejes 2A hasta 2F, 3A hasta 3F, 4A hasta 4F y 5A hasta 5F
V2		3 ϕ 12mm = 3.39 cm ²	3 ϕ 12mm = 3.39 cm ² Cuantía 0.0037	1E ϕ 10mm @ 10cm y 18cm	3cm	Nivel N+3.60, N+7.20 y N+10.80 1A hasta 1F, 6A hasta 6F
V3		2 ϕ 12mm = 2.26 cm ²	2 ϕ 12mm = 2.26 cm ² Cuantía 0.0048	1E ϕ 10mm @ 10cm y 11cm	2.5cm	En la periferia

Fuente: Bryan Bedón.

Tabla N° 34: Armado de losa

LOSA		
Esquema	Acero Superior	Acero Inferior
<p>ARMADURA SUPERIOR $A_s (-)$ ARMADURA INFERIOR $A_s (+)$ 40*20*15 cm Bloque Aliviado 0.40 0.10 0.40 0.10 0.20</p>	Ø14mm	Ø12mm

Fuente: Bryan Bedón

2.2.5. Tipo de suelo NEC 2015

Para determinar el tipo de suelo se realizó el ensayo SPT, se realizó una perforación donde a partir del número de golpes N se obtiene la clasificación del tipo de suelo según la NEC. No se pudo realizar más perforaciones debido a limitaciones de tiempo para el uso de los equipos en la universidad. De acuerdo a la investigación realizada por Karina Freire para el estudio del peligro sísmico determinista en la parroquia Celiano Monge, donde se encuentra ubicada la Universidad Técnica de Ambato, el tipo de suelo que se obtuvo es un suelo tipo D, el mismo tipo de suelo se obtuvo con los resultados obtenidos en nuestro ensayo SPT.

Tabla N° 35: Ensayo SPT

Coordenadas X=764309 Y=9859757 Z=2721m		
Cota (m)	N Parcial	N Total
0.55	Limpieza	-----
0.70	8	19
0.85	5	
1.00	6	
1.55	Limpieza	20
1.70	6	
1.85	7	
2.00	7	
2.05	Limpieza	54
2.20	9	
2.35	23	
2.50	22	

2.55	Limpieza	
2.70	21	60
2.85	20	
3.00	19	
N Promedio		38
Tipo de suelo		D

Fuente: Bryan Bedón

De acuerdo a la NEC, en función al número de golpes, un suelo tipo D se encuentra entre $N > 50 \geq 15$.

2.2.5.1. Velocidad de onda de corte V_s

De acuerdo a los ensayos que se muestran en el anexo A, se pudo determinar que es un suelo arenoso, la ecuación para calcular la velocidad de onda de corte del suelo será la correspondiente a suelos arenosos.

$$V_s = 100.3 N^{0.338}$$

Tabla N° 36: Velocidad de onda de corte

Coordenadas X=764309 Y=9859757 Z=2721		
Cota (m)	N total	V_s
1.0	19	271.34
2.0	20	276.09
2.5	54	386.23
3.0	60	400.24
Vs promedio		333.48
Tipo de suelo		D

Fuente: Bryan Bedón

Se corrobora que es un suelo tipo D, porque de acuerdo a la NEC, el suelo tipo D se encuentra entre $360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$.

2.2.5.2. Clasificación de los suelos SUCS

Para la clasificación de los suelos de acuerdo a la SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos), se debe realizar previamente los ensayos de granulometría y los ensayos para la determinación de los límites de Atterberg, los límites de Atterberg puede determinarse con gráficas que relaciona el número de golpes con el contenido

de humedad. La clasificación de los suelos de acuerdo a la SUCS se muestra en la siguiente tabla.

Tabla N° 37: Clasificación de los suelos de acuerdo a la SUCS

TIPO	SUB-TIPOS		IDENTIFICACIÓN			SÍMBOLO DE
Suelos (partículas menores de 7,5cm)	SUELOS GRUESOS Más de la mitad del material se retiene en la malla N°200 (0,075mm)	GRAVA Más de la mitad de fracción gruesa se retiene en la malla N°4	GRAVA LIMPIA (Poco o nada de partículas finas)	Grava bien graduada; mezcla de grava y arena con poco o nada de finos. Debe tener un coeficiente de uniformidad (Cu) mayor de 4 y un coeficiente de curvatura (Cc).	Menos del 5% en masa pasa la malla N°200.	GW
				Grava mal graduada; mezcla de grava y arena con poco o nada de finos. No satisface los requisitos de graduación para GW.	Menos del 5% en masa pasa la malla N°200.	GP
			GRAVA CON FINOS (Cantidad apreciada de partículas finas)	Grava limosa; mezcla de grava, arena y limo.	Más del 12% en masa pasa la malla N°200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como ML o MH (véase abajo los grupos ML y MH).	GM
				Grava arcillosa; mezcla de grava, arena y arcilla.	Más del 12% en masa pasa la malla N°200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como CL o CH (véase abajo los grupos CL y CH).	GC
		ARENA Más de la mitad de fracción gruesa pasa la malla N°4	ARENA LIMPIA (Poco o nada de partículas finas)	Arena bien graduada; mezcla de arena y grava con poco o nada de finos. Debe tener un coeficiente de uniformidad (Cu) mayor de 6 y un coeficiente de curvatura (Cc).	Menos del 5% en masa pasa la malla N°200.	SW
				Arena mal graduada; mezcla de arena y grava con poco o nada de finos. No satisface los requisitos de graduación para SW.	Menos del 5% en masa pasa la malla N°200.	SP
			ARENA CON FINOS (Cantidad apreciada de partículas finas)	Arena limosa; mezcla de arena, grava y limo.	Más del 12% en masa pasa la malla N°200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como ML o MH (véase abajo los grupos ML y MH).	SM
				Arena arcillosa; mezcla de arena, grava y arcilla.	Más del 12% en masa pasa la malla N°200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como CL o CH (véase abajo los grupos CL y CH).	SC
	SUELOS FINOS Más de la mitad del material pasa la malla N°200 (0,075mm)	LIMO Y ARCILLA Límite Líquido	Menor de 50%	Limo de baja compresibilidad; mezcla de limo de baja plasticidad, arena y grava; polvo de roca. Se localiza dentro de la zona I de la carta de plasticidad mostrada en la Fig. 1 de este Manual.	ML	
				Arcilla de baja compresibilidad; mezcla de arcilla de baja plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la zona II de la carta de plasticidad mostrada en la Fig. 1 de este Manual.	CL	
				Limo orgánico de baja compresibilidad; mezcla de limo orgánico de baja plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la zona I de la carta de plasticidad mostrada en la Fig. 1 de este Manual.	OL	
			Mayor de 50%	Limo de alta compresibilidad; mezcla de limo de alta plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la zona III de la carta de plasticidad mostrada en la Fig. 1 de este Manual.	MH	
				Arcilla de alta compresibilidad; mezcla de arcilla de alta plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la zona IV de la carta de plasticidad mostrada en la Fig. 1 de este Manual.	CH	
				Limo orgánico de alta compresibilidad; mezcla de limo orgánico de alta compresibilidad, arena y grava. Se localiza dentro de la zona III de la carta de plasticidad mostrada en la Fig. 1 de este Manual.	OH	

ALTAMENTE ORGÁNICOS	Turba. Fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa.	P
--------------------------------	---	---

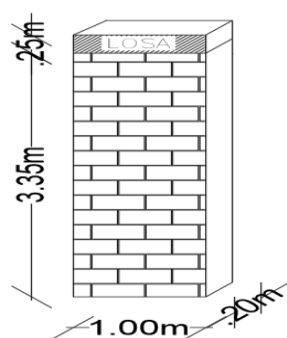
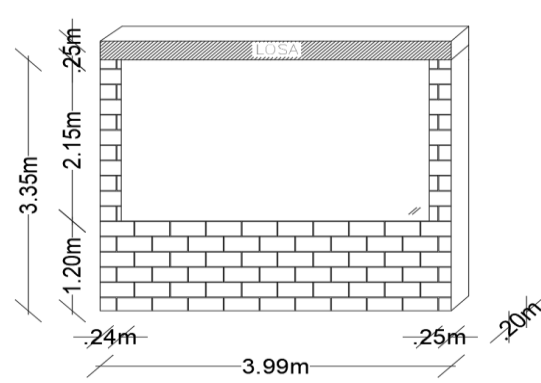
Fuente: SUCS, Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos

Los resultados de los ensayos de granulometría y los límites de Atterberg, se muestran en el Anexo A. En base a los resultados se concluye que es un tipo de suelo SM, una arena limosa; mezcla de arena grava y limo.

2.2.6. Cuantificación de carga muerta

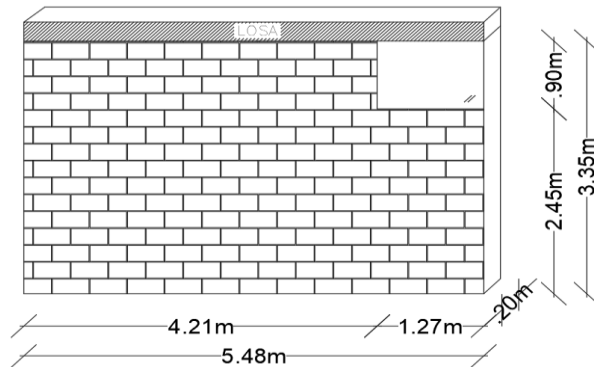
La cuantificación de carga muerta se realiza en base a los planos arquitectónicos de la estructura, se calculó las cargas para cada elemento de acuerdo con su carga actuante, la cargas que se obtenga se aplicables para todos los niveles de la estructura, las cargas con las que se modelará el edificio se muestra a continuación.

Tabla N° 38: Carga muerta en vigas para la modelación

Vigas con pared tipo 1							
							
	Pared tipo	Elementos	Altura (m)	Espesor (m)	Peso especifico (kg/m3)	Peso total lineal (kg/m)	
	1	Pared	3.35	0.2	1600	1072	
Vigas con pared tipo 1 y tipo 2							
							
Pared tipo	Elementos	Altura	Espesor	Longitud	Peso especifico	Peso	Peso lineal total

		(m)	(m)	m	(kg/m ³)	kg	(kg/m)
1	Pared	3.35	0.20	0.49	1600	525.28	496
2	Pared	1.20	0.20	3.50	1600	1344.00	
	Ventana	2.05	0.006		2600	111.93	
			Total	3.99			

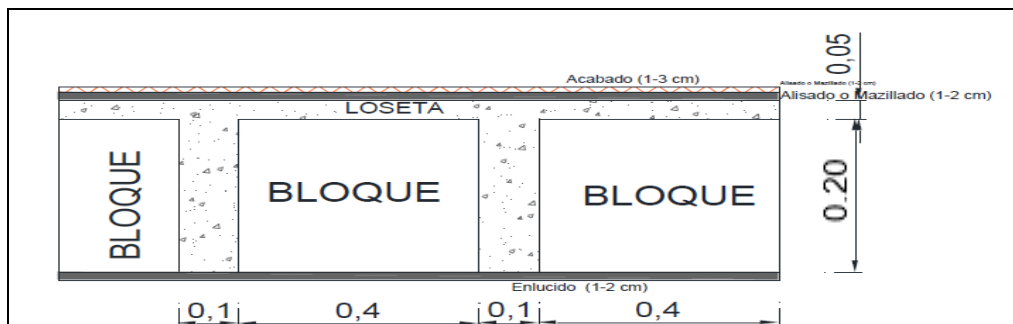
Vigas con pared tipo 1 y 3



Pared tipo	Elementos	Altura	Espesor	Longitud	Peso específico	Peso	Peso lineal total
		(m)	(m)	m	(kg/m ³)	kg	(kg/m)
1	Pared	3.35	0.20	4.21	1600	4513.12	1009
3	Pared	2.45	0.20	1.27	1600	995.68	
	Ventana	0.90	0.006		2600	17.83	
			Total	5.48			

Fuente: Bryan Bedón

Tabla N° 39: Carga muerta en losas para la modelación



Elementos	Ancho	Largo	Espesor	Peso específico	Peso
	(m)	(m)	(m)	(kg/m ³)	(kg/m ²)
Enlucido	1.00	1.00	0.015	1900	28.50
Masillado	1.00	1.00	0.015	1900	28.50
Acabado	1.00	1.00	0.015	1800	27.00
Bloque	8 bloques de 11.6kg				92.80
Peso total					177

Fuente: Bryan Bedón

2.2.7. Cuantificación de carga viva

La carga viva (CV) para estructuras como unidades educativas según la NEC son las siguientes.

Tabla N° 40: Carga viva para educativas

CARGA VIVA	
Aulas	200 kg/m ²
Corredores de segundo piso y superior	400 kg/m ²
Corredores de primer piso	480 kg/m ²
Terraza inaccesible	70 kg/m ²

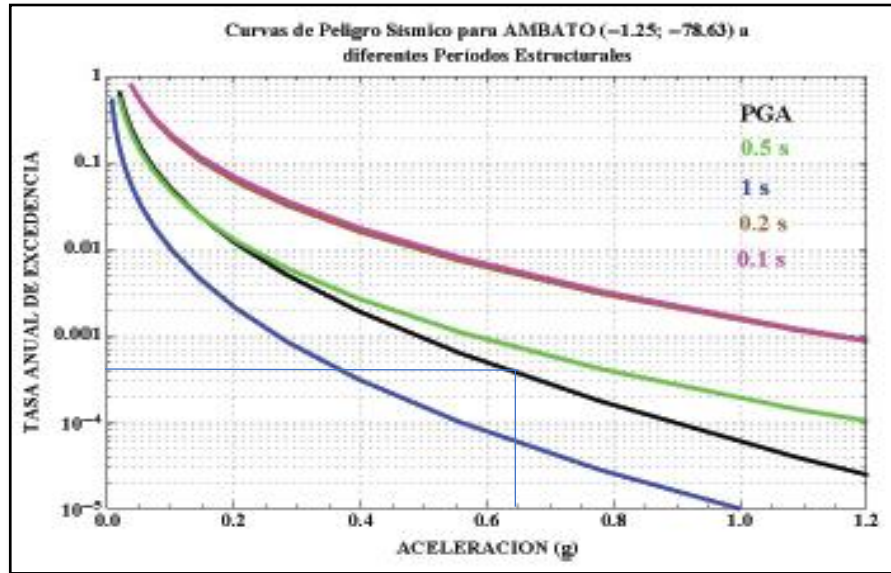
Fuente: NEC_SE_CG Cargas no sísmicas

2.2.8. Cuantificación de carga sísmica

Se cuantificará la carga sísmica para los espectros de la NEC y el espectro determinista definido con anterioridad. De acuerdo a la zona sísmica V donde se ubica la ciudad de Ambato, con un tipo de suelo D, para una estructura de ocupación especial y con las irregularidades establecidas por la NEC, se tienen los siguientes factores necesarios para la construcción del espectro para un periodo de retorno TR=475 años.

Para el análisis por desempeño se construye el espectro de respuesta para un periodo de retorno de 2500 años con una tasa de excedencia de 0.00040, con ayuda de las curvas de peligro sísmico de la ciudad de Ambato.

Figura N° 45: Determinación del factor de zona sísmica para el espectro de TR=2500 años



Fuente: NEC_SE_DS_ (Peligro sísmico)

Tabla N° 41: Factores para la construcción del espectro de respuesta

DATOS DE LA ESTRUCTURA			
SITIO	AMBATO		
SUELO	D		
SISTEMA ESTRUCTURAL	H. ARMADO SIN MUROS CON VIGAS DESCOLGADAS		
USO	INSTITUCIÓN EDUCATIVA		
DATOS PARA EL ESPECTRO ELÁSTICO TR = 475 AÑOS			
PARÁMETRO	VALOR	NEC-SE-DS	
Z(%g)	0.40	3.1.1	Factor de zona sísmica
η	2.48	3.3.1	Valor ETA de ubicación
Fa	1.20	3.2.2	Amplificación de las ordenadas de aceleración
Fd	1.19	3.2.2	Amplificación de las ordenadas de desplazamientos
Fs	1.28	3.2.2	Comportamiento no lineal de los suelos
r	1.00	3.3.1	
DATOS PARA EL ESPECTRO REDUCIDO TR = 475 AÑOS			
R	8.00	6.3.4	Factor de reducción de resistencia sísmica
I	1.30	4.1	Estructura especial
\emptyset_p	1.00	5.2.3	Coefficiente de irregularidad en elevación
\emptyset_e	0.90	5.2.3	Coefficiente de irregularidad en planta
hn (m)	10.8	6.3.3	Altura total de la edificación

Ct	0.055	6.3.3	Factor de dependencia del sistema estructural
α	0.90	6.3.3	Factor de dependencia del sistema estructural
DATOS PARA EL ESPECTRO ELÁSTICO TR = 2500 AÑOS			
PARÁMETRO	VALOR	NEC-SE-DS	
Z(%g)	0.65	3.1.1	Factor de zona sísmica
η	2.48	3.3.1	Valor ETA de ubicación
Fa	1.20	3.2.2	Amplificación de las ordenadas de aceleración
Fd	1.19	3.2.2	Amplificación de las ordenadas de desplazamientos
Fs	1.28	3.2.2	Comportamiento no lineal de los suelos
r	1.00	3.3.1	

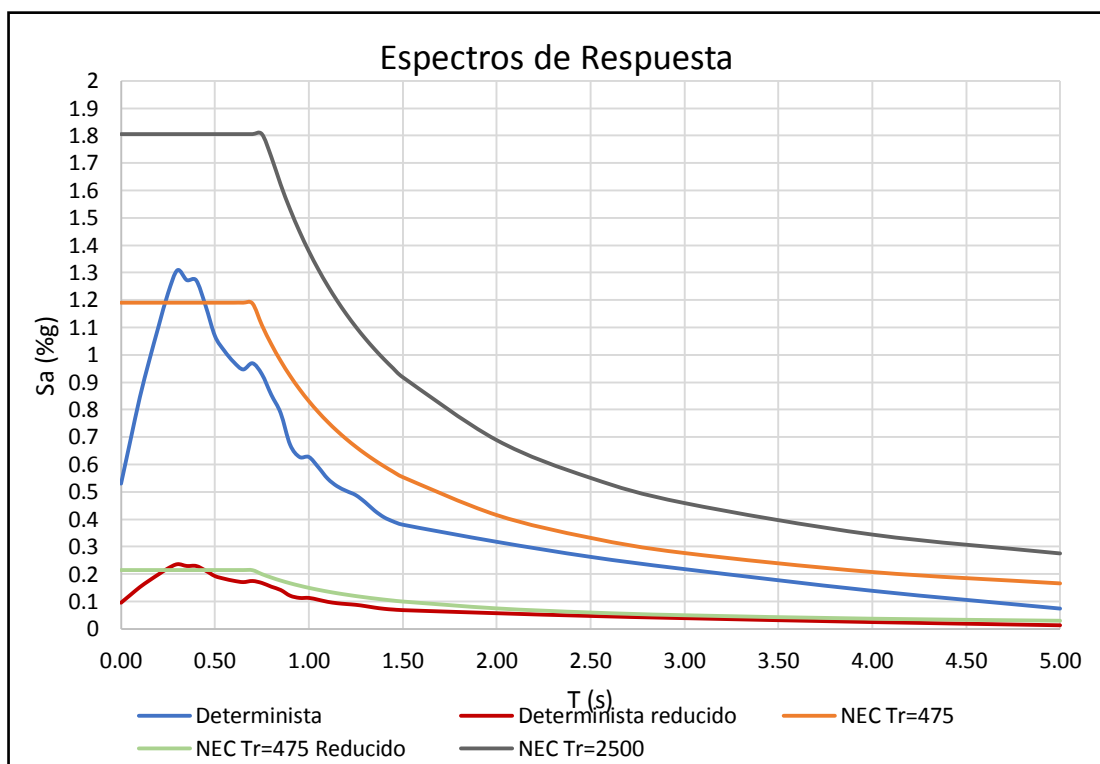
Fuente: Bryan Bedón

Espectro Determinista			Espectro Probabilista NEC 2015		
T(s)	Sa(%g)	Sa(%g) Reducido	T (s)	Sa(%g)	Sa(%g) Reducido
0.00	0.5304	0.0958	0.00	1.1904	0.2149
0.05	0.6885	0.1243	0.05	1.1904	0.2149
0.10	0.8452	0.1526	0.10	1.1904	0.2149
0.15	0.9793	0.1768	0.15	1.1904	0.2149
0.20	1.1047	0.1995	0.20	1.1904	0.2149
0.25	1.2248	0.2211	0.25	1.1904	0.2149
0.30	1.3089	0.2363	0.30	1.1904	0.2149
0.35	1.2728	0.2298	0.35	1.1904	0.2149
0.40	1.2721	0.2297	0.40	1.1904	0.2149
0.45	1.1794	0.2129	0.45	1.1904	0.2149
0.50	1.0687	0.1930	0.50	1.1904	0.2149
0.55	1.0148	0.1832	0.55	1.1904	0.2149
0.60	0.9737	0.1758	0.60	1.1904	0.2149
0.65	0.9468	0.1710	0.65	1.1904	0.2149
0.70	0.9694	0.1750	0.70	1.1872	0.2144
0.75	0.9293	0.1678	0.75	1.1081	0.2001
0.80	0.8542	0.1542	0.80	1.0388	0.1876
0.85	0.7872	0.1421	0.85	0.9777	0.1765
0.90	0.6723	0.1214	0.90	0.9234	0.1667
0.95	0.6275	0.1133	0.95	0.8748	0.1579
1.00	0.6275	0.1133	1.00	0.8311	0.1501
1.05	0.5904	0.1066	1.05	0.7915	0.1429
1.10	0.5484	0.0990	1.10	0.7555	0.1364
1.15	0.5209	0.0941	1.15	0.7227	0.1305
1.20	0.5034	0.0909	1.20	0.6925	0.1250
1.25	0.4882	0.0881	1.25	0.6648	0.1200
1.30	0.4623	0.0835	1.30	0.6393	0.1154
1.35	0.4317	0.0779	1.35	0.6156	0.1111

1.40	0.4075	0.0736	1.40	0.5936	0.1072
1.45	0.3919	0.0708	1.45	0.5731	0.1035
1.50	0.3804	0.0687	1.50	0.5540	0.1000
2.00	0.3179	0.0574	2.00	0.4155	0.0750
2.50	0.263	0.0475	2.50	0.3324	0.0600
3.00	0.2183	0.0394	3.00	0.2770	0.0500
4.00	0.1392	0.0251	4.00	0.2078	0.0375
5.00	0.0744	0.0134	5.00	0.1662	0.0300

Fuente: Bryan Bedón

Figura N° 46: Espectros de respuesta



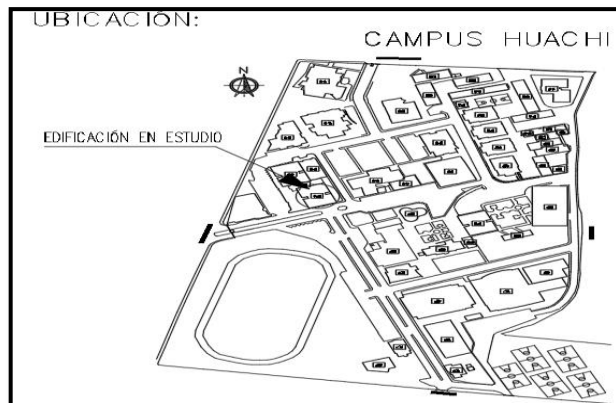
Fuente: Bryan Bedón

2.3. Procedimiento de evaluación visual rápida FEMA 154

2.3.1. Ubicación de la edificación

Con ayuda del Google Earth, se pudo obtener la ubicación de la estructura y la dirección en la que se encuentra, necesarios para completar los datos de la identificación del edificio.

Figura N° 47: Ubicación del edificio en estudio



Fuente: Bryan Bedón

Figura N° 48: Ubicación del edificio en estudio en Google Earth



Fuente: Bryan Bedón

Tabla N° 42: Coordenadas de la edificación en estudio

Coordenadas UTM WGS 84 Zona 17-Sur	
Latitud	Longitud
9859709.01	764270.23

Fuente: Bryan Bedón

Figura N° 49: Edificio de la carrera de Administración de Empresas, Bloque 1 – UTA



Fuente: Bryan Bedón

2.3.2. Superficie y número de pisos del edificio

Con ayuda de los planos arquitectónico (anexo B) de la edificación, se pudo obtener el número de niveles y la superficie de construcción en planta de cada nivel, a continuación, se presenta los siguientes datos.

Tabla N° 43: Niveles y superficie de construcción del edificio

PRIMER NIVEL N+0.00	SUPERFICIE DE CONSTRUCCIÓN 631.12 m ²
SEGUNDO NIVEL N+3.60	SUPERFICIE DE CONSTRUCCIÓN 588.82 m ²
TERCER NIVEL N+7.20	SUPERFICIE DE CONSTRUCCIÓN 588.82 m ²

Fuente: Bryan Bedón

2.3.3. Irregularidad vertical

La estructura presenta problemas de columna corta en todos los niveles de la estructura debido a que hay paredes que están a un nivel parcial de la columna acortando su longitud.

Figura N° 50: Columna corta en la estructura

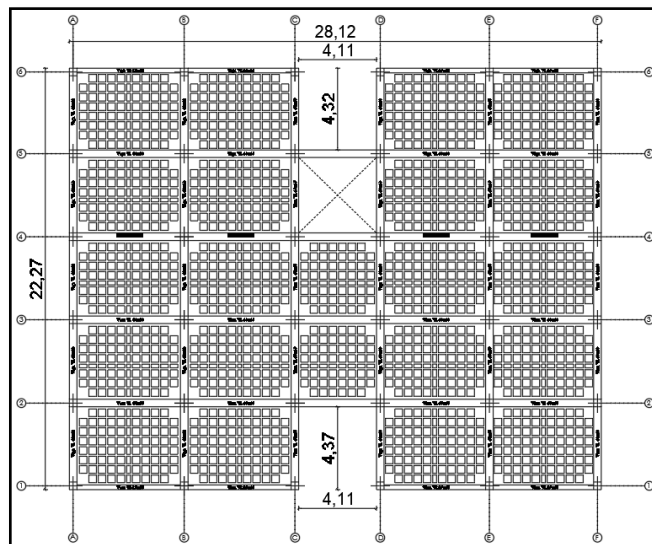


Fuente: Bryan Bedón

2.3.4. Irregularidad en planta

La estructura presenta esquinas reentrantes según se muestra en la figura N° 54, para validar dicha irregularidad, si una proyección es más de 20 pies (6.10m) la estructura es irregular.

Figura N° 51: Vista en planta del edificio



Fuente: Bryan Bedón

Ninguna proyección sobrepasa los 6.10m por lo que la estructura no es irregular en planta.

2.3.5 Tipo de sistema estructural

Tabla N° 44: Tipo de sistema estructural FEMA

C1	Pórticos de hormigón resistentes a momento
----	--

Fuente: FEMA 154, Federal Emergency Management Agency

2.4. Procedimiento de evaluación sísmica NEC 2015

Todos los datos reunidos para los formularios de evaluación del FEMA son utilizados para el formulario de evaluación NEC, excepto los criterios de irregularidades y el tipo de sistema estructural

2.4.1. Irregularidad en planta

De acuerdo a la figura N° 51, la estructura puede presentar irregularidad de tipo 3 (discontinuidades en el sistema de piso) según la tabla N° 12, para su validación se verifica que:

$$CxD + CxE > 0.5AxB \quad Ec. 50$$

$$4.12m \times 4.42m + 4.12m \times 4.28m > 0.5 * 22.28m \times 28.11m$$

$$26.61m < 313.15m$$

No es irregular en planta.

2.4.2. Tipo de sistema estructural.

Tabla N° 45: Tipo de sistema estructural NEC

C1	Pórtico de hormigón armado
----	----------------------------

Fuente: NEC_SE_DS_ (Peligro sísmico)

2.5. Análisis dinámico espectral

Para conocer el comportamiento de la estructura en sus distintos modos de vibración, se realizó un análisis dinámico espectral, además para conocer las derivas de piso, cortantes basales, acumulación de la masa modal y efectos de torsión. El análisis dinámico de la estructura se lo puede realizar utilizando el software ETABS mediante un modelamiento estructural con todos los datos reunidos de la estructura.

Tabla N° 46: Resumen de los datos para el modelamiento estructural

Dimensiones de los Elementos			
Elemento	Dimensiones	Área de acero As (cm2)	
Columna	b=40cm, h=40cm	20.36	
Viga 1	b=40cm, h=40cm	As(-) = 6.16	As(+) = 6.16
Viga 2	b=25cm, h=40cm	As(-) = 3.39	As(+) = 3.39
Viga Sec	b=20cm, h=25cm	As(-) = 2.26	As(+) = 2.26
Losa	h=25 cm, e.loseta= 5 cm	-	-
Resistencia de los Materiales			
Resistencia del Hormigón $f_c =$		250 kg/cm2	
Resistencia del Acero $f_y =$		4200 kg/cm2	
Carga Muerta			
Ver tabla 38 y 39			
Carga Viva			
Aulas		200 kg/cm2	
Corredores de segundo piso y superior		400 kg/cm2	
Corredores de primero piso		480 kg/cm2	
Terraza inaccesible		70 kg/cm2	

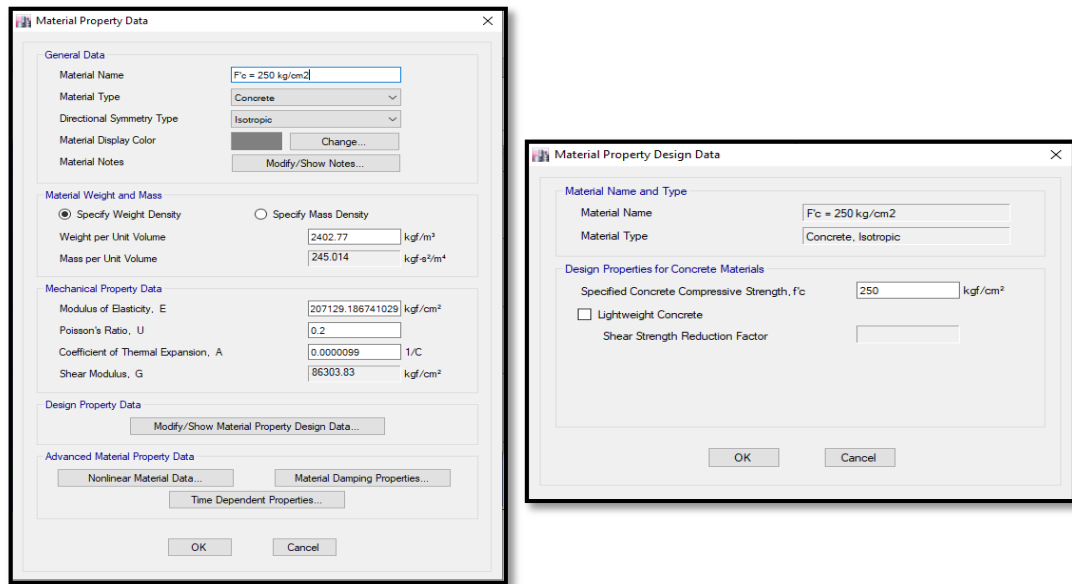
Fuente: Bryan Bedón

2.5.1. Definición de los materiales

La estructura es de hormigón armado por lo que es necesario definir como materiales al hormigón y el acero en el ETABS.

❖ Hormigón

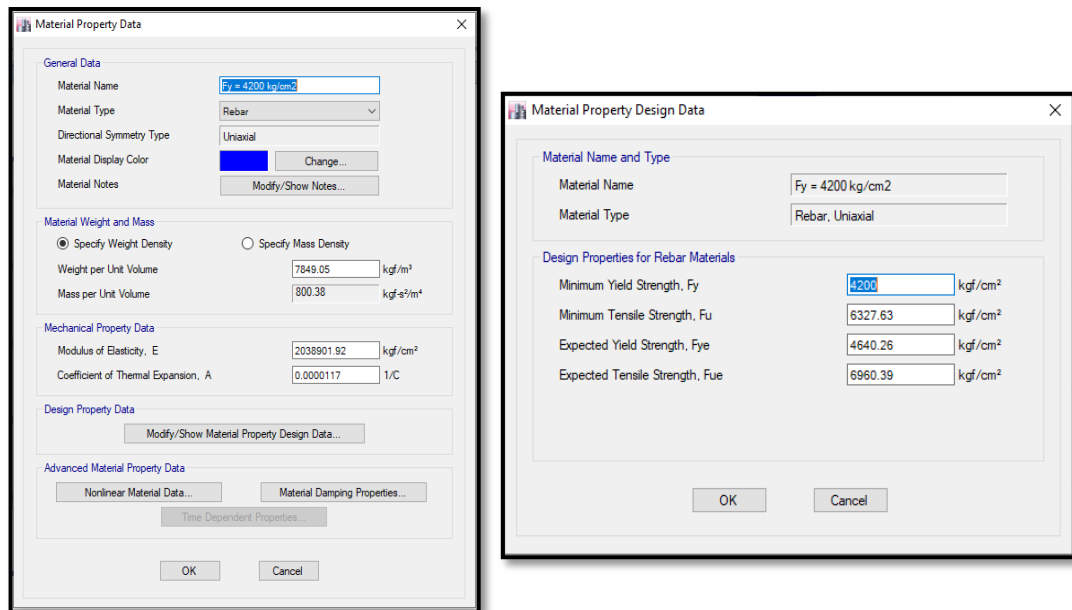
Figura N° 52: Definición del hormigón



Fuente: Etabs 2016

❖ **Acero**

Figura N° 53: Definición del acero



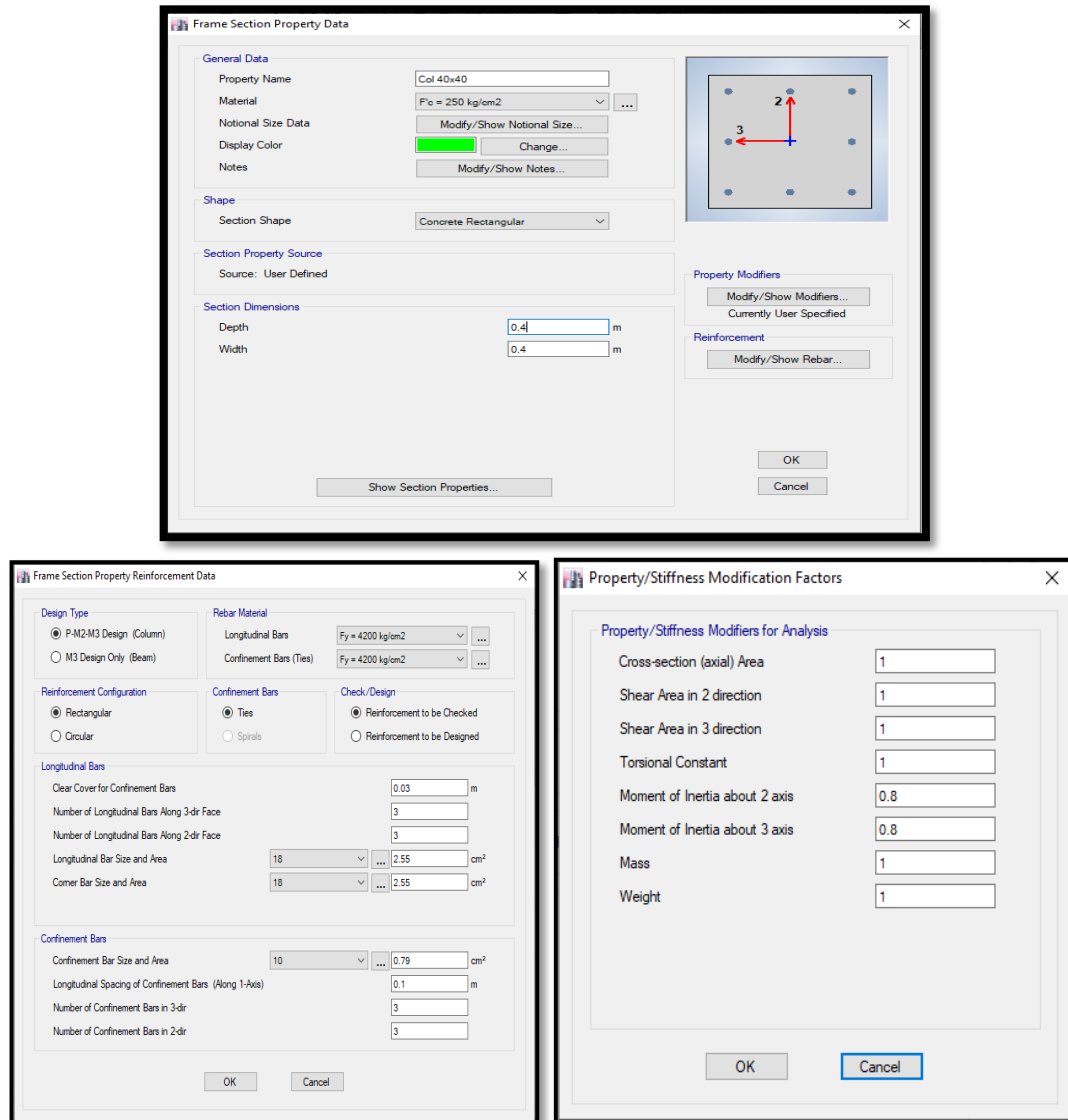
Fuente: Etabs 2016

2.5.2. Definición de las secciones estructurales

❖ **Columnas.**

Se define las secciones de cada una de las columnas de la estructura y la distribución de acero que estas poseen. Para un análisis dinámico, es necesario considerar las inercias agrietadas de la sección de hormigón, para el caso de columnas es de 0.8.

Figura N° 54: Definición de columnas

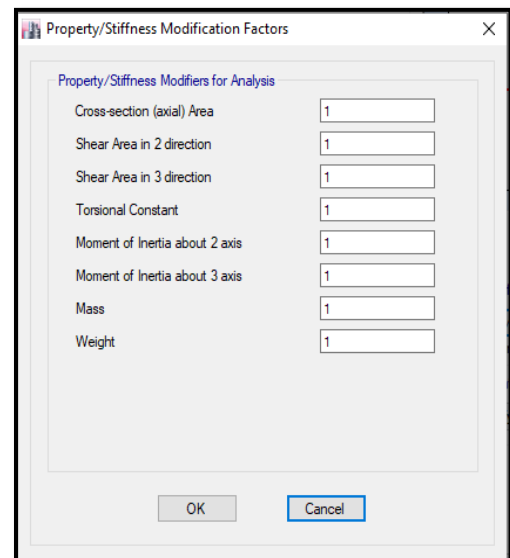
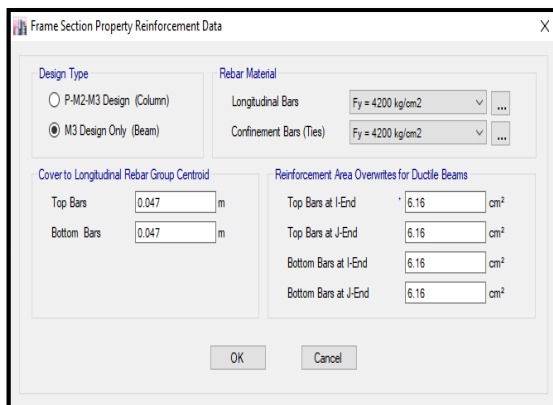
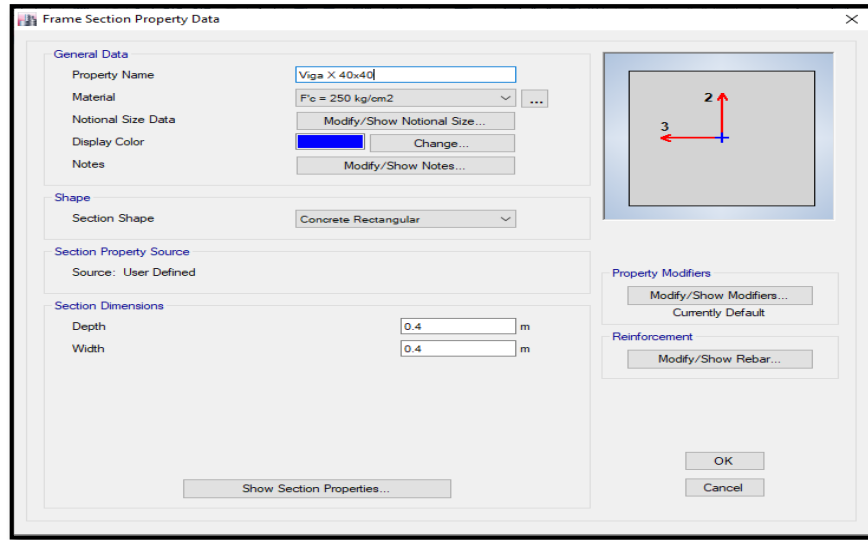


Fuente: Etabs 2016

❖ Vigas.

Se define de la misma manera que las columnas solo que en este caso la inercia agrietado para vigas construidas monolíticamente con la losa es de aproximadamente 1. Como se tiene tres tipos de vigas es necesaria definir las tres, el procedimiento es el mismo por lo que se tomará como ejemplo la viga de sección 40x40 cm.

Figura N° 55: Definición de vigas

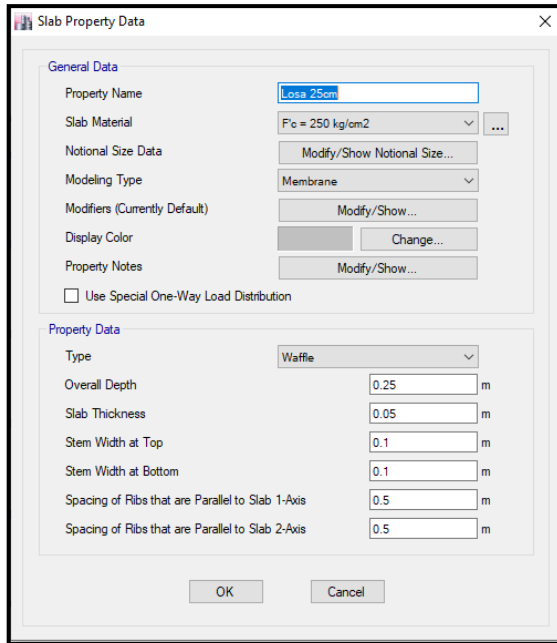


Fuente: Etabs 2016

❖ **Losas.**

La losa se la define como membrana para que solo trasmita las cargas, de tipo waffle ya que es una losa alivianada.

Figura N° 56: Definición de losas



Fuente: Etabs 2016

2.5.3. Definición de los patrones de carga

2.5.3.1. Cortante basal

Para el caso de la carga sísmica, es necesario obtener el coeficiente de cortante en la base (C) que se calcula con la fórmula del cortante basal estático (V) de la NEC 2015, también es necesario calcular el factor k que representa la distribución de las fuerzas, ambos cálculos están en función del periodo obtenido por el método 1 (Ta1) de la NEC. El cálculo se lo debe realizar para el espectro de la NEC y para el espectro determinista, pero se puede utilizar el mismo valor del coeficiente de cortante para ambos hasta que se haya calculado el periodo real de la estructura con un análisis modal.

$$V = \frac{I * Sa}{R * \phi_p * \phi_e} * W \qquad C = \frac{I * Sa}{R * \phi_p * \phi_e}$$

$$T \leq 0.5 \gg k = 1$$

$$0.5 < T \leq 2.5 \gg k = 0.75 + 0.50T$$

$$T > 2.5 \gg k = 2$$

Donde:

W = Carga reactiva.

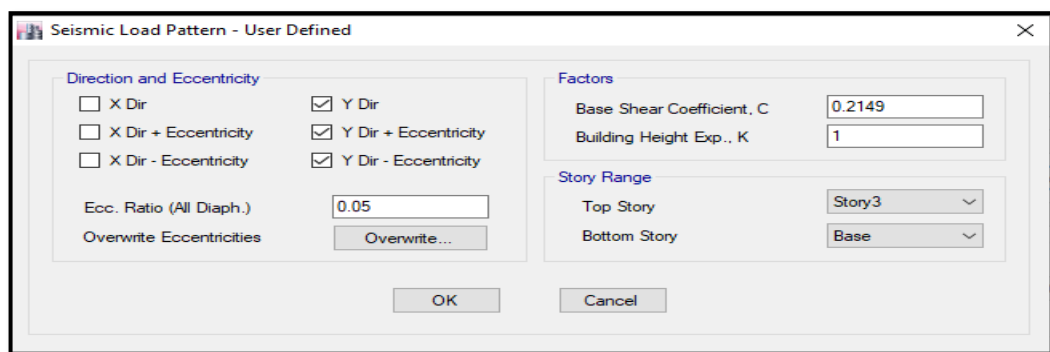
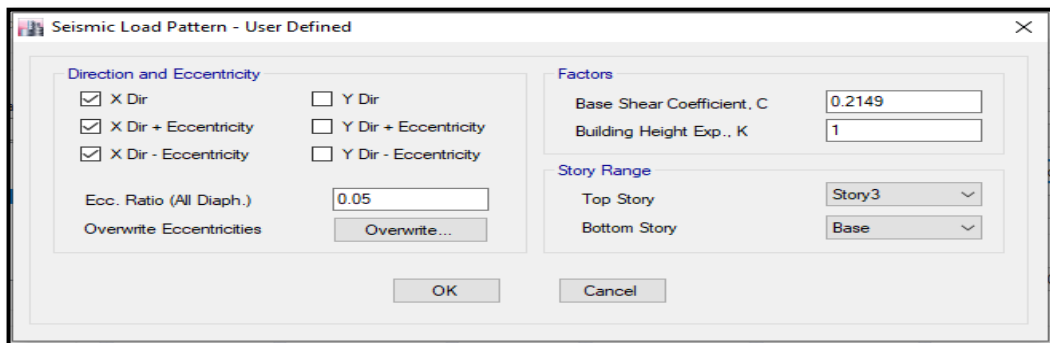
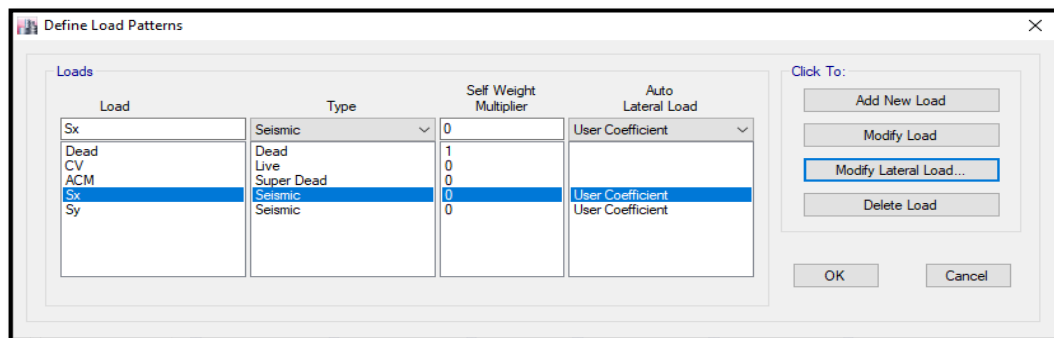
Con los datos de la tabla N° 39 N° 40 se tiene que:

Tabla N° 47: Coeficiente de cortante en la base y factor de distribución de fuerzas

C (g)	k
0.2149	1.00

Fuente: Bryan Bedón

Figura N° 57: Definición de los patrones de carga

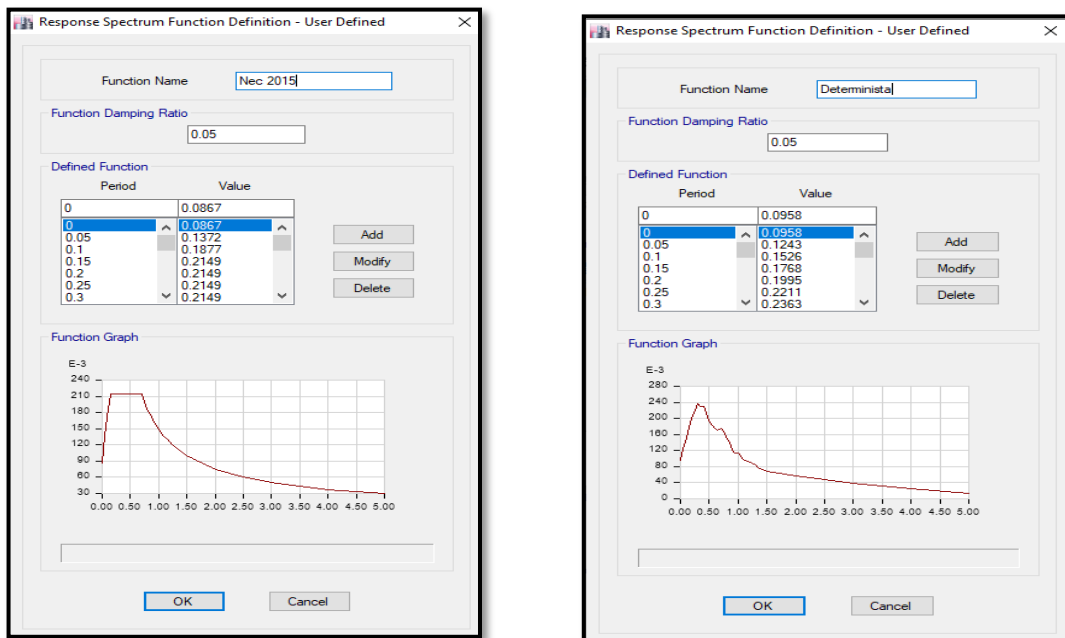


Fuente: Etabs 2016

2.5.4. Definición del espectro de respuesta

Para el análisis dinámico se utiliza los espectros de respuesta elásticos para un TR=475 años. Es necesario crear archivos con extensión .txt, debido a que en el Etabs no se define correctamente los valores del espectro con un tipo de suelo D y para poder definir el espectro determinista.

Figura N° 58: Espectros de respuesta NEC 2015 y espectro de respuesta determinista

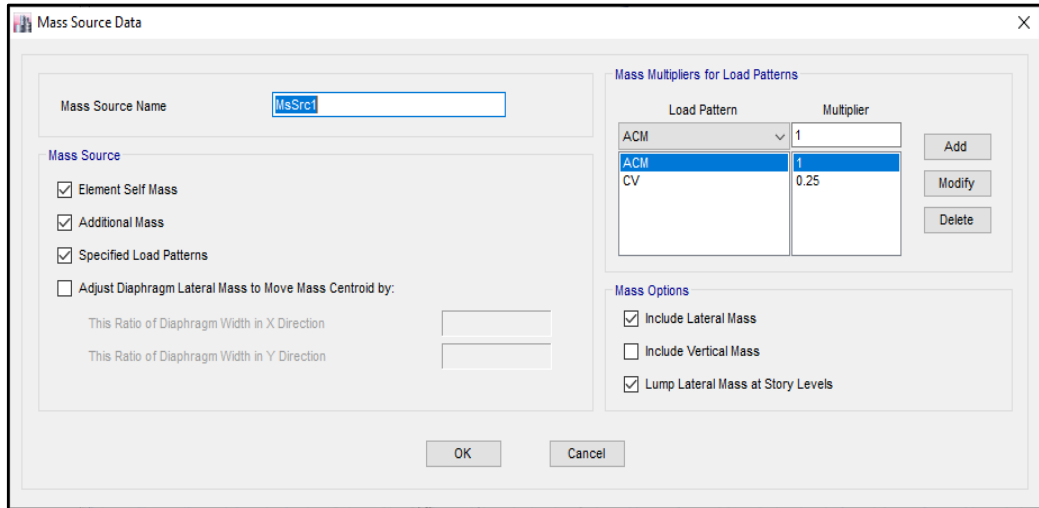


Fuente: Etabs 2016

2.5.5. Definición de la masa

Se considerará el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva.

Figura N° 59: Definición de la masa

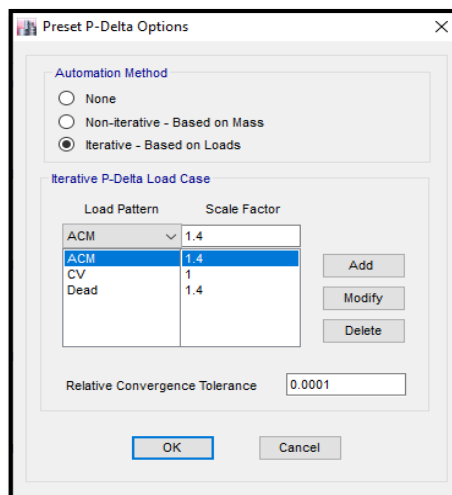


Fuente: Etabs 2016

2.5.6. Efectos P-Delta

Cuando la estructura tiene grandes desplazamientos, es importante analizar los efectos secundarios debido a que ocasionan un incremento de momento y pueden incrementar la deriva. Se realiza para la combinación de carga vertical que sea más desfavorable. [7].

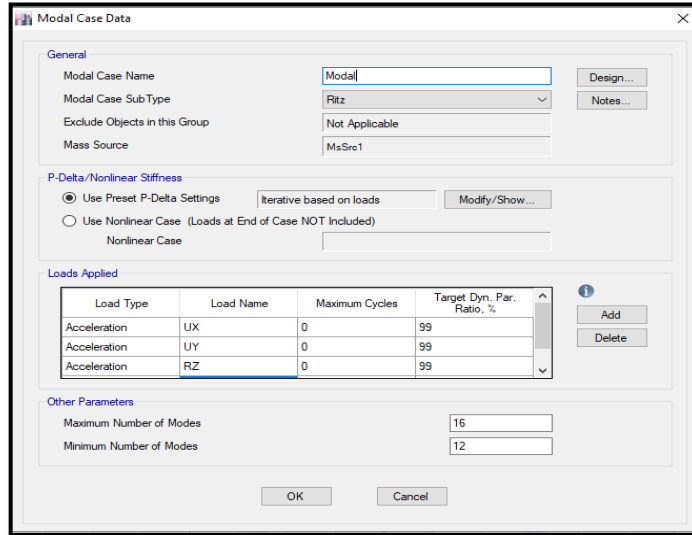
Figura N° 60: Efectos P-Delta



Fuente: Bryan Bedón

2.5.7. Definición de los casos modales

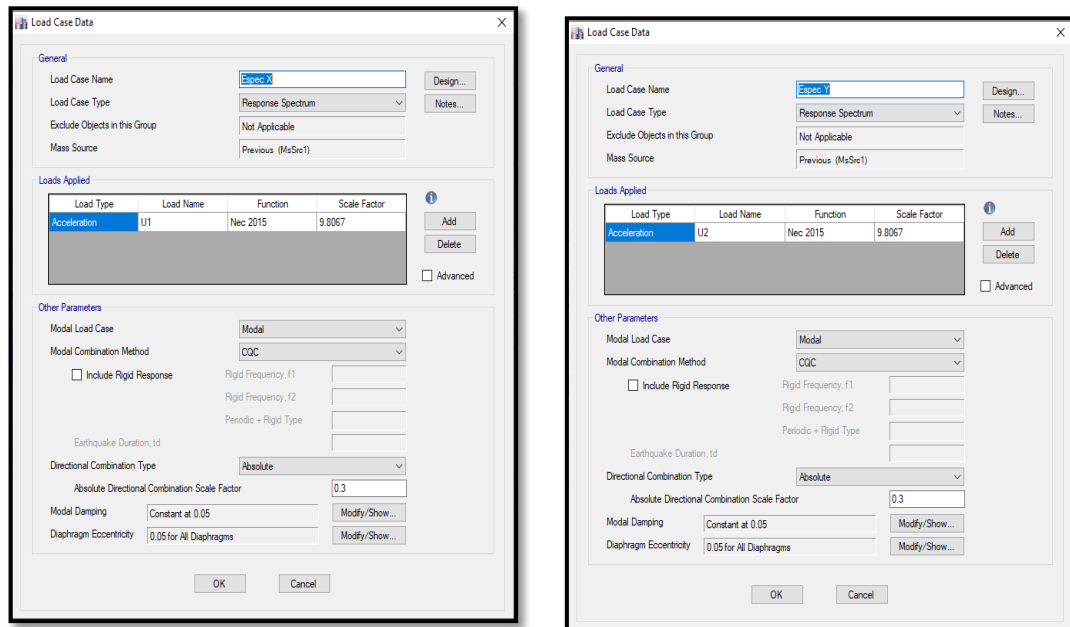
Figura N° 61: Casos modales



Fuente: Etabs 2016

2.5.8. Definición de los casos de carga

Figura N° 62: Casos de carga

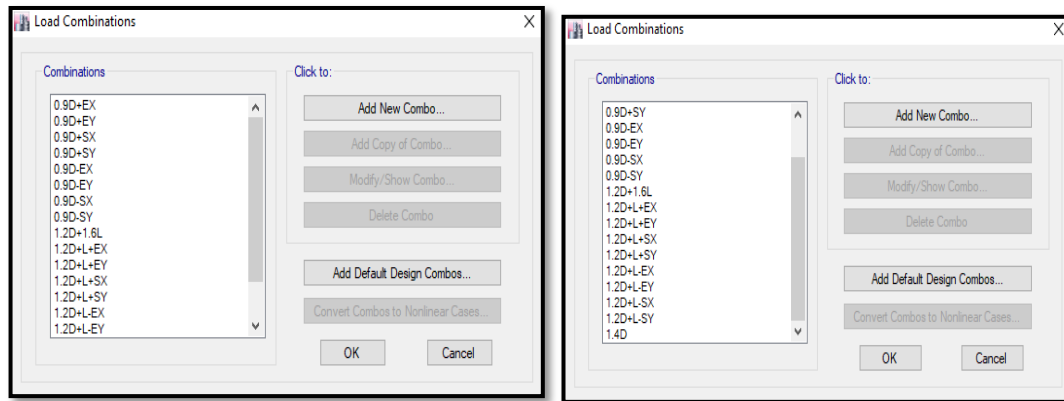


Fuente: Etabs 2016

2.5.9. Definición de las combinaciones de carga

Se define las combinaciones de cargas para poder realizar el análisis en los elementos estructurales, estas combinaciones son seleccionadas de acuerdo a la NEC.

Figura N° 63: Casos de carga



Fuente: Etabs 2016

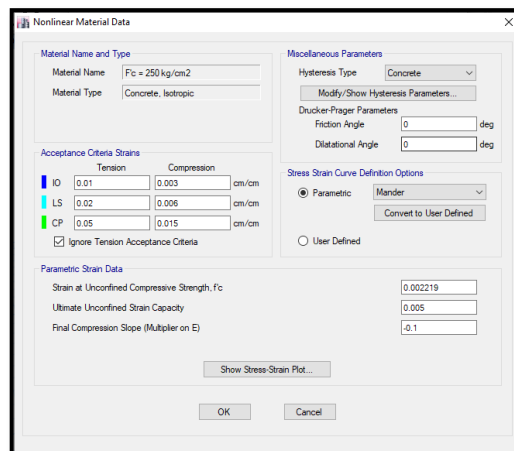
2.6. Análisis estático no lineal pushover

2.6.1. Parámetros no lineales de los materiales

❖ Hormigón

El modelo de comportamiento para el hormigón seleccionado es el modelo de Mander

Figura N° 64: Parámetros no lineales del hormigón

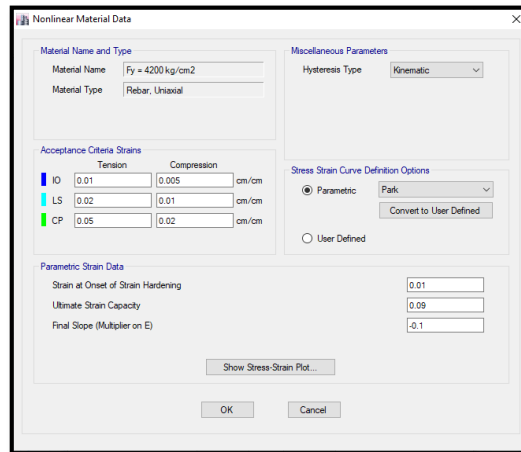


Fuente: Etabs 2016

❖ Acero

El modelo utilizado para describir el comportamiento del acero es el modelo de Park.

Figura N° 65: Parámetros no lineales del acero

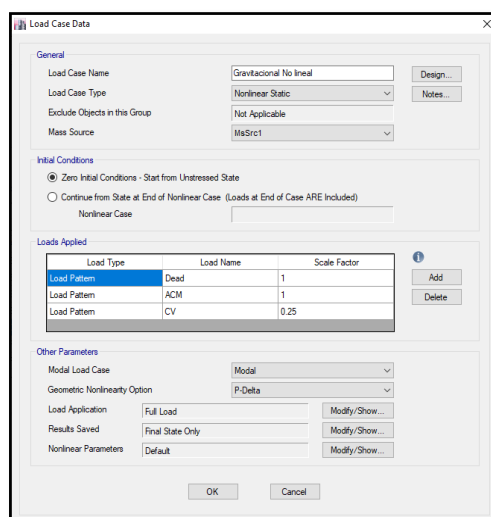


Fuente: Etabs 201

2.6.2. Carga gravitacional no lineal

Se define los casos de carga no lineales con los que iniciara la estructura con la misma fuente de masa creada, a partir de la carga muerta al 100% y la carga viva en un 25%.

Figura N° 66: Asignación de la carga gravitacional no lineal

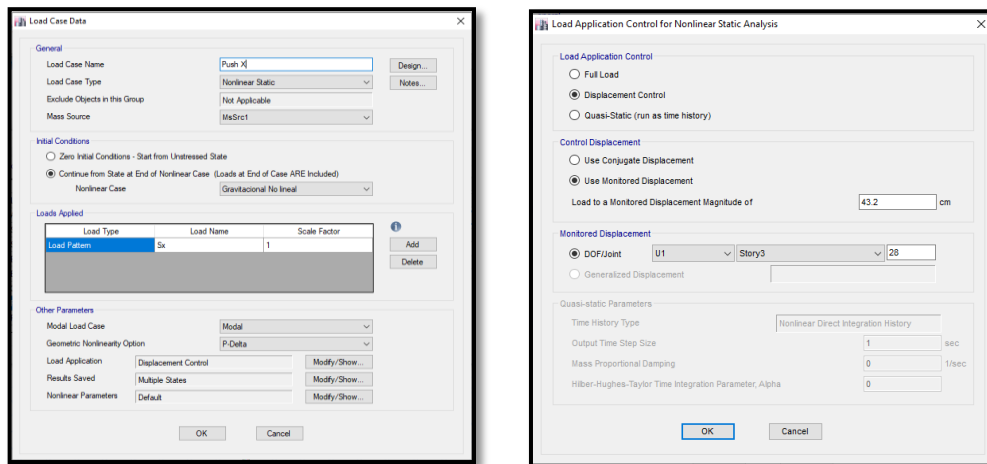


Fuente: Etabs 2016

2.6.3. Pushover sentido X

El control de carga será monitoreado mediante desplazamientos en un nudo cerca al centro de masas de la estructura, el desplazamiento límite para el análisis será del 4% de la altura total del edificio.

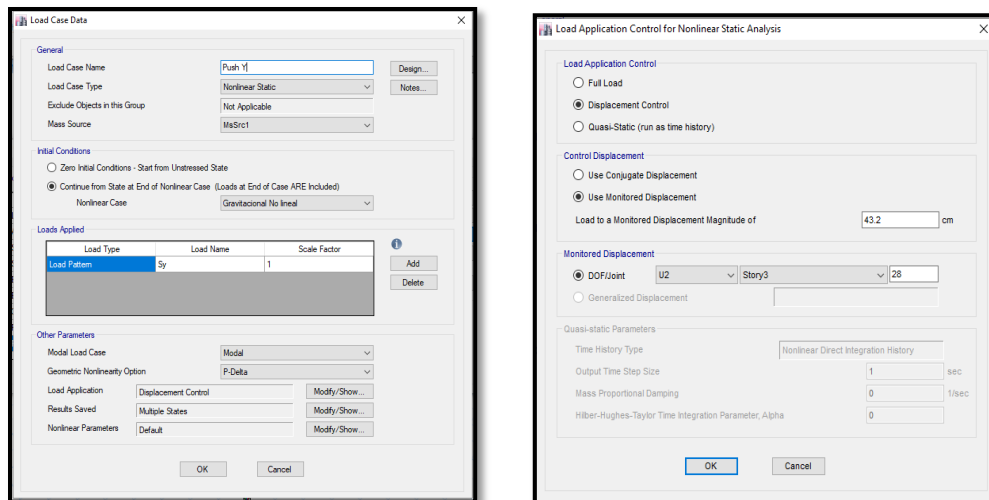
Figura N° 67: Definición del pushover sentido X



Fuente: Etabs 2016

2.6.4. Pushover sentido Y

Figura N° 68: Definición del pushover sentido Y



Fuente: Etabs 2016

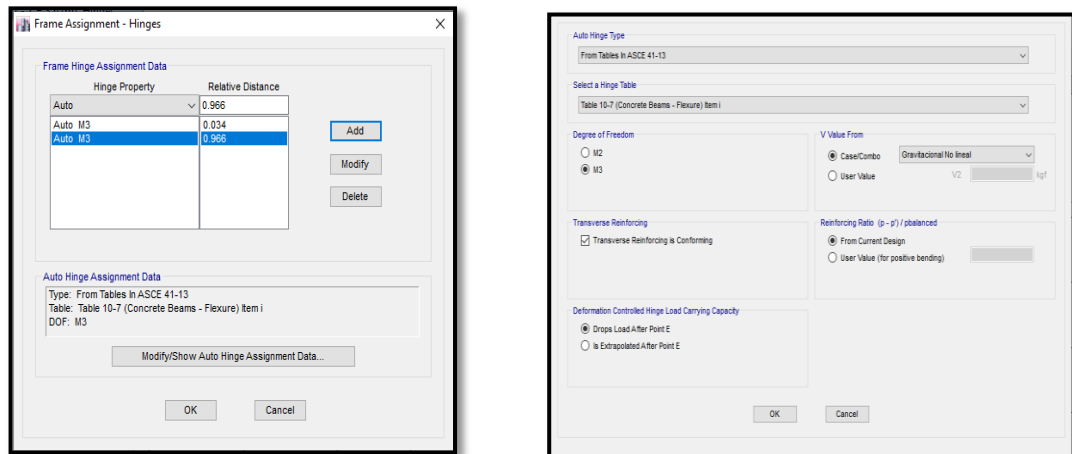
2.6.5. Definición de rótulas plásticas

Las rótulas plásticas fueron asignadas para los elementos resistentes a la carga lateral, en los extremos de los elementos donde se espera la fluencia.

❖ Rótula plástica para vigas

Se utiliza la tabla 10-7 del ASCE 41-13, se define como un elemento que trabaja a flexión M3, el cortante será calculado en base a la carga gravitacional no lineal.

Figura N° 69: Asignación de rótulas plásticas en vigas

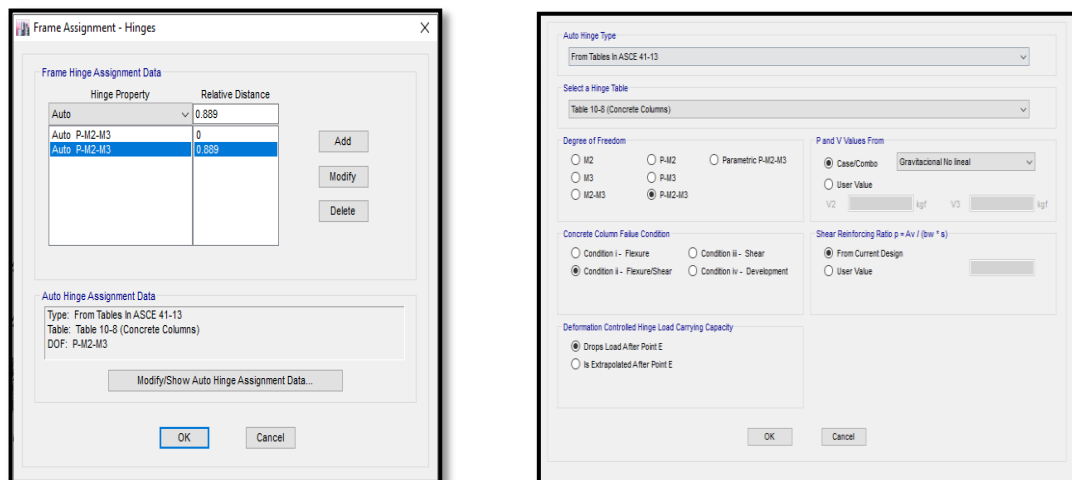


Fuente: Etabs 2016

❖ Rótula plástica para columnas

De la misma manera, se utiliza la tabla 10-8 del ASCE 41-13, se asigna a la columna como un elemento que trabaja a flexocompresión P2-P3, con la posibilidad de que va a fallar a corte, para un valor de cortante producido por la carga gravitacional no lineal.

Figura N° 70: Asignación de rótulas plásticas en columnas



Fuente: Etabs 2016

2.7. Vibraciones en la estructura por excitaciones al caminar

Los datos seleccionados para la modelación, son valores promedios del caminar de una persona, estos valores dependen de su peso y son valores que están recomendados por el AISC de acuerdo a investigaciones.

Tabla N° 48: Datos promedios del caminar de una persona

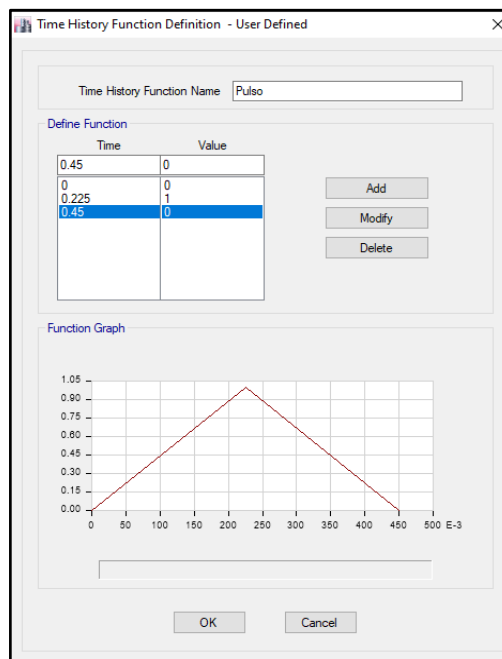
Peso (kg)	70.00
Frecuencia (Hz)	2.00
Velocidad (m/s)	1.50
Ancho del paso (m)	0.70
Duración del pulso (s)	0.450

Fuente: Bryan Bedón

2.7.1. Definición de la función del tiempo de pulso de una persona

Se estima o se mide el tiempo que demora el pie en estar en contacto con el suelo de una persona cuando está caminando, este valor no puede ser mayor a 1 segundo, en nuestro caso se ha tomado un valor de 0.45 segundos.

Figura N° 71: Función del pulso de una persona

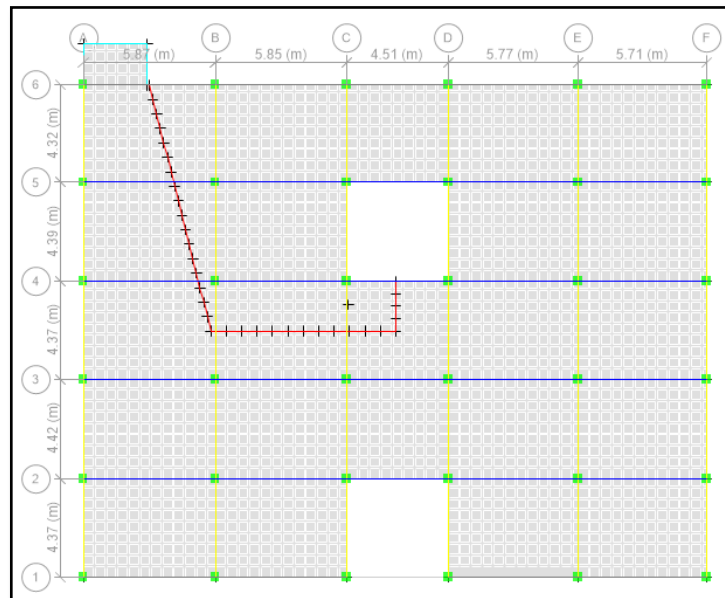


Fuente: Etabs 2016

2.7.2. Definición del sendero en la estructura

Se traza un sendero típico por donde una persona camina en la estructura, se seleccionó este sendero porque representa el camino más largo y porque es el camino donde los estudiantes se dirigirían para ingresar al aula correspondiente al subir las gradas.

Figura N° 72: Trazado del sendero en la estructura

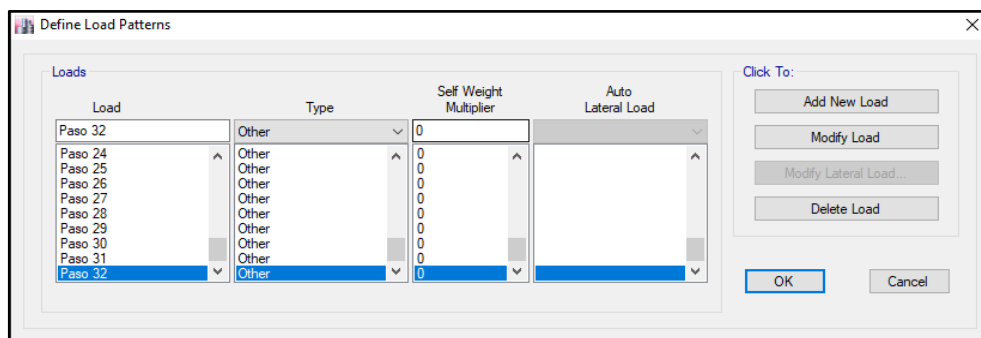


Fuente: Etabs 2016

2.7.3. Patrón de carga por cada paso en el sendero

El número de pasos de inicio a fin en el sendero está dado por la longitud dividido por el ancho del paso, en nuestro caso es $21.77\text{m}/0.70\text{m} = 32$ pasos, por cada paso se define un caso de carga.

Figura N° 73: Patrón de carga por cada paso



Fuente: Etabs 2016

2.7.4. Definición del caso de carga por el caminar de una persona

El amortiguamiento en este caso es de 0.03, este valor está definido en la tabla N° 23.

Figura N° 74: Caso de carga que representa el caminar de una persona

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Load Pattern	Paso 1	Caída del pie	1
Load Pattern	Paso 2	Caída del pie	1
Load Pattern	Paso 3	Caída del pie	1
Load Pattern	Paso 4	Caída del pie	1

Fuente: Etabs 2016

2.7.5. Definición de la masa vertical

Figura N° 75: Masa vertical

Load Pattern	Multiplier
ACM	1
CV	0.25

Fuente: Etabs 2016

CAPÍTULO 3

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1. Procedimiento de evaluación visual rápida FEMA 154

3.1.1. Formulario nivel 1

Tabla N° 49: Resultados de la evaluación del formulario nivel 1

Exploración rápida visual de los edificios de posibles riesgos sísmicos.										Nivel 1											
FEMA P-154 Formulario de Recolección de Datos.										ALTA Sismicidad											
										Dirección: <u>UTA Campus Huachi, Edificio de Administración de Empresas Bloque 1</u> Código Postal: <u>180103</u> Otro identificación: <u>Cerca del colegio La Salle</u> Uso: <u>Inst. tución académica</u> Latitud: <u>9859709.01</u> Longitud: <u>764270.23</u> Ss: _____ SI: _____ Inspector(s): <u>Bryan Bedón</u> Fecha/Hora: <u>07/10/2020 8:00 am</u> No. Pisos: Grado Superior: <u>3</u> Grado Inferior: _____ Año de Construcción: _____ Est <input type="checkbox"/> Superficie total del Suelo (m2): <u>631.12</u> Código año: _____ Adiciones: <input checked="" type="checkbox"/> Ninguna <input type="checkbox"/> Si. Años Construcción: _____											
										Ocupación: Asamblea <input type="checkbox"/> Comercial <input type="checkbox"/> Ser. Emergencia <input type="checkbox"/> Histórico <input type="checkbox"/> Albergue Industrial <input type="checkbox"/> Oficina <input type="checkbox"/> Escuela <input checked="" type="checkbox"/> Gobierno Utilidad <input type="checkbox"/> Almacén <input type="checkbox"/> Unid. Residenciales.											
										Tipo de Suelo: <input type="checkbox"/> A <input type="checkbox"/> B <input type="checkbox"/> C <input checked="" type="checkbox"/> D <input type="checkbox"/> E <input type="checkbox"/> F <input type="checkbox"/> DNK Roca Dura Roca Débil Suelo Denso Suelo Duro Suelo Blando Suelo Pobre Si DNK, asumir Tipo D Riesgos Geológicos: Liquefacción: Si <input checked="" type="checkbox"/> No <input type="checkbox"/> Deslizamientos: Si <input checked="" type="checkbox"/> No <input type="checkbox"/> No Se Rup. Superf: Si <input checked="" type="checkbox"/> No <input type="checkbox"/> Adyacencia: <input checked="" type="checkbox"/> Golpes Peligro de Caído del Edificio Adyacente Irregularidades: <input checked="" type="checkbox"/> Vertical (tipo/severidad) <u>Columna corta</u> <input type="checkbox"/> Planta (tipo) Caída de Exterior: <input type="checkbox"/> Chimeneas sin soporte lateral <input type="checkbox"/> Revestimiento pesado o de chapa de madera Peligros: <input type="checkbox"/> Parapetos <input type="checkbox"/> Apéndices <input type="checkbox"/> Otros: _____											
										COMENTARIOS: La edificación presenta problemas de columna corta que deben ser consideradas para el formulario del Nivel 2. Presenta esquinas reentrantes pero menores a 20 pies (6.10m) por lo que no se considera irregular en planta. Existe una estructura adyacente al edificio de menor altura. Dibujos Adicionales o Comentarios en Página Separada.											
NOTA DE BASE, MODIFICADORES, Y ÚLTIMA PUNTAJACIÓN NIVEL 1, SL1																					
FEMA TIPO DE EDIFICIO	NO SABEMOS	W1	W1A	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (URM I NF)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URMI NF)	PC1 (TV)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM	MH			
Puntaje Básico		3.6	3.2	2.9	2.1	2.0	2.6	2.0	1.7	1.5	2.0	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5			
Irregularidad Vertical Grave, VI 1		-1.2	-1.2	-1.2	-1.0	-1.0	-1.1	-1.0	-0.8	-0.9	-1.0	-0.7	-1.0	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA			
Irregularidad Vertical Moderada, VLI 1		-0.7	-0.7	-0.7	-0.6	-0.6	-0.7	-0.6	-0.5	-0.5	-0.6	-0.4	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.4	NA			
Irregularidad en planta, PL 1		-1.1	-1.0	-1.0	-0.8	-0.7	-0.9	-0.7	-0.6	-0.6	-0.8	-0.5	-0.7	-0.6	-0.7	-0.7	-0.4	NA			
Pre-Código		-1.1	-1.0	-0.9	-0.6	-0.6	-0.8	-0.6	-0.2	-0.4	-0.7	-0.1	-0.5	-0.3	-0.5	-0.5	0.0	-0.1			
Posterior-año de Referencia		1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2.0	2.4	2.1	2.1	NA	1.2			
Suelo Tipo A o B		0.1	0.3	0.5	0.4	0.6	0.1	0.6	0.5	0.4	0.5	0.3	0.6	0.4	0.5	0.5	0.3	0.3			
Suelo Tipo E (1-3 Pisos)		0.2	0.2	0.1	-0.2	-0.4	0.2	-0.1	-0.4	0.0	0.0	-0.2	-0.3	-0.1	-0.1	-0.1	-0.2	-0.4			
Suelo Tipo E (>3 Pisos)		-0.3	-0.6	-0.9	-0.6	-0.6	NA	-0.6	-0.4	-0.5	-0.7	-0.3	NA	-0.4	-0.5	-0.6	-0.2	NA			
Puntaje Mínimo SMIN		1.1	0.9	0.7	0.5	0.5	0.6	0.5	0.5	0.3	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	1.0			
FINAL PUNTAJE NIVEL 1, SL1 >= SMIN										SL1 = 1.5 -0.9 SL1 = 0.6											
Alcance de Control										OTROS RIESGOS						ACCIÓN REQUERIDA					
Exterior: <input type="checkbox"/> Parcial <input checked="" type="checkbox"/> Todos los pisos <input type="checkbox"/> Aéreo Interior: <input type="checkbox"/> Ninguna <input checked="" type="checkbox"/> Visible <input type="checkbox"/> Ingreso Planos revisados: <input checked="" type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No Fuente del tipo de suelo: <u>Ensayo SPT</u> Fuente de los Peligros Geológicos: _____ Persona de Contacto: _____										Hay peligro que provocan una evaluación detallada estructural <input checked="" type="checkbox"/> Potencialmente (a menos que SL2 > que el puntaje límite aceptable) <input type="checkbox"/> Riesgos de caída de más edificios altos adyacentes <input type="checkbox"/> Riesgos Geológicos o tipo de Suelo <input type="checkbox"/> Daños significativos/deterioro al sistema estructural						Se requiere de una evaluación estructural detallada? <input type="checkbox"/> Si, tipo de edificación desconoce FEMA u otro tipo de edificio <input checked="" type="checkbox"/> Si, el puntaje menor que el puntaje límite aceptable <input checked="" type="checkbox"/> Si, otros peligros presentes <input type="checkbox"/> No Se recomienda una evaluación no estructural? Marcar uno <input type="checkbox"/> Si, peligros no estructurales identificados que deberían ser evaluados <input type="checkbox"/> No, existen peligros no estructurales que requieren de mitigación, pero no es necesaria una evaluación detallada <input type="checkbox"/> No, no se han identificado peligros no estructurales DNK					
LEVEL 2 SCREENING PERFORMED? Si, <input checked="" type="checkbox"/> Puntaje Final Nivel 2, SL2 <u>0.3</u> Peligros no estructurales? <input type="checkbox"/> Si <input checked="" type="checkbox"/> No																					
Cualquier información que no pueda ser verificada, el evaluador deberá anotar lo siguiente, EST = Estimado o datos no confiables o DNK = no se sabe																					

Fuente: FEMA 154, Federal Emergency Management Agency

El edificio de Administración de Empresas Bloque 1, consta de tres niveles sobre el nivel N: +0.00, la altura de cada nivel del edificio es de N: +3.60.

La edificación presenta un área de construcción de 631.12 m², la ocupación que se le da al edificio ha sido definido como escuela.

Por medio del ensayo SPT se ha determinado que es un suelo tipo D, también se ha demostrado mediante la ecuación de Kirar para obtener la velocidad de onda de corte en suelos arenosos, en este caso también dio como resultado un suelo tipo D.

La estructura no presenta ningún tipo de riesgo geológico. Existe una estructura adyacente al edificio de menor altura que puede provocar problemas de golpeteo.

Presenta una irregularidad vertical de tipo columna corta, no presenta ninguna irregularidad en planta.

El puntaje del formulario nivel 1 es de 0.6, este puntaje se corrige con el formulario de nivel 2, que posee más criterios de evaluación de las irregularidades verticales y en planta de la edificación.

3.1.2 Formulario nivel 2

Como se mencionó anteriormente, el formulario nivel 2 ayuda a modificar el puntaje final SL1 del formulario Nivel 1, con la ayuda de la incorporación de nuevos modificadores de irregularidades en elevación y en planta de manera técnica, y otros peligros no estructurales adicionales. Con ayuda del formulario de Nivel 2 se logra obtener otra puntuación SL2 presentado a continuación.

Tabla N° 50: Resultados de la evaluación del formulario del nivel 2

Exploración rápida visual de los edificios de posibles riesgos sísmicos.		Nivel 2 (Opcional) Alta Sísmicidad		
FEMA P-154 Formulario de Recolección de Datos. (La recopilación de datos de nivel 2 opcional al ser realizado por un profesional de la ingeniería civil o estructural, un arquitecto o un estudiante graduado con experiencia en la evaluación y el diseño de edificios sísmicos.)				
Nombre del edificio: <u>Administración de Empresas Bloque 1</u>		Puntaje Final Nivel 1: <u>SL1= 0.6</u> (no se considera SMN)		
Inspector: <u>Bryan Bedón</u>		Modificadores de Irregularidad Nivel 1: Irregularidad Vertical VL1= <u>-0.9</u> Irregularidad en planta, PL1= <u>0.0</u>		
Fecha/Hora: <u>07/10/2020 8:00am</u>		PUNTAJE BASE AJUSTADO: $S^*=(SL1-VL1-PL1)= (0.6-(-0.9)-0.0) = 1.5$		
MODIFICADORES ESTRUCTURAL PARA AGREGAR A LA PUNTUACIÓN DE REFERENCIA AJUSTADA				
Tema	Declaración (Si la declaración es verdadera, encierre un círculo el modificador "S", sino tachare el modificador)	Si	Subtotales	
Irregularidad en elevación, VL2	Terreno en pendiente	Edificación W1: Existe al menos un piso de diferencia de nivel entre un lado de la edificación con respecto al otro. Edificación no W1: Existe al menos un piso de diferencia entre un lado de la edificación con respecto al otro.	-1.2	
	Piso débil y/o piso blando (encerrar máximo uno)	Edificación W1 con paredes cortas de entramado de madera: es visible este tipo de pared no arriostrada en el espacio dejado.	-1.3	
		Casa W1 con espacio ocupado sobre el garaje: Por debajo un piso ocupado, existe un espacio para garage sin un pórtico de acero resistente a momento, y existe menos de 20 cm de pared en la misma línea (para múltiples pisos ocupados por encima, usar como mínimo 40.6 cm de pared)	-1.6	
		Edificación W1A con abertura frontal: Existen aberturas en la planta baja (como parqueaderos) sobre al menos el 50% de la longitud de la edificación.	-1.2	
		Edificación no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso es menor que el 50% que el piso superior o la altura de cualquier piso está entre 1.3 y 2.0 veces la altura del piso superior.	-1.9	
	Edificación no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso se encuentra entre el 50% y 75% que el piso superior o la altura de cualquier piso está entre 1.3 y 2.0 veces la altura del piso superior.	-1.5		
	Discontinuidad	Los elementos verticales del sistema lateral en un piso superior están desplazados de aquellos en el piso inferior causando que el diafragma de piso trabaje en voladizo.	-1.0	
		Los elementos verticales del sistema lateral en pisos superiores están desalineados con aquellos en pisos inferiores.	-1.5	
	Columnas cortas	Existe una discontinuidad en el plano de los elementos laterales que es mayor que la longitud de estos elementos.	-1.5	
		CL1, CL2, C3, P, C1, P, C2, RM1, RM2: Al menos el 20% de las columnas (o pilares) a lo largo del eje de columna en el sistema lateral tienen relaciones altura/profundidad menores al 50% de la relación nominal altura/profundidad en ese nivel.	-1.5	
CL1, CL2, C3, P, C1, P, C2, RM1, RM2: La profundidad de la columna (o ancho de pilares) es menor que la mitad de la profundidad del antepecho existen paredes de relleno o pisos adyacentes que cortan a la columna		-0.5		
Nivel desplazado	Existe un nivel desplazado en una de las plantas o en el techo.	-0.5		
Otra Irregularidad	Se observa otra irregularidad severa en elevación que obviamente afecta al desempeño sísmico de la edificación VL2	-1.0	VL2= -0.5	
	Se observa otra irregularidad moderada en elevación que pueda afectar al desempeño sísmico de la edificación (-0.5	(Límite en -1.2)	
Irregularidad en planta, P12	Irregularidad torsional: El sistema lateral no aparece relativamente bien distribuido en planta en una o en ambas direcciones. (No se incluye la abertura frontal de LWIA mencionada anteriormente.)	-0.7		
	Sistemas no paralelos: Existen uno o más elementos verticales grandes del sistema lateral que no son ortogonales entre sí.	-0.4		
	Esquina reentrante: Ambas proyecciones de la esquina interior excede el 25% de toda la dimensión en planta en esa dirección.	-0.4		
	Abertura de diafragma de piso: Existe una abertura en el diafragma de piso con un ancho mayor al 50% del ancho total del diafragma en ese nivel.	-0.2		
	Discontinuidad fuera del plano en Edificaciones CL1, CL2: Las vigas exteriores no están alineadas con las columnas en planta.	-0.4	P12= 0.0	
Otra irregularidad: Se observa otra irregularidad en planta que obviamente afecta al desempeño sísmico de la estructura.	-0.7	(Límite en -1.2)		
Redundancia	La edificación tiene al menos dos vanos con elementos laterales en cada lado de la edificación en cada dirección.	0.6		
Golpeteo	La edificación está separada de la estructura adyacente por menos del 1% de la altura de la edificación más baja y la edificación es 2 o más pisos más alta que la otra. La edificación está al final del bloque o manzana.	-1.0	El valor límite del modificador de puntaje por golpeteo es -1.	
Edificación S2	Es visible una geometría K de arriostramiento.	-1.0		
Edificación C1	Pilares planas sirven como vigas en el pórtico resistente a momento.	-1.0		
Edificación PC1/RM1	Existen uniones techo-pared que son visibles o que no están sujetos a flexión transversal según planos. (No se combina con modificadores de Post-Referencia o de Readecuación.)	0.3		
Edificación PC1/RM2	La edificación está estrechamente espaciada, paredes interiores de altura completa (preferible que un espacio interior con pocas paredes como en una bóveda.)	0.3		
URM	Paredes triangulares (gable walls) presentes.	-1.4		
MH	Existe un sistema de arriostramiento sísmico adicional previsto entre el suelo y la vivienda.	1.0		
Readecuación	Una readecuación o un reacondicionamiento exhaustivo es visible o se conoce por los planos dados.	1.0	M= -1.0	
PUNTAJE FINAL NIVEL 2, $SL2 = (S^* + VL2 + PL2 + M) \geq SMIN$: $SL2 = 1.5 - 0.5 - 0.0 - 1.0 = 0.0$ Usar $SL2MN = 0.3$ Transferir al Formulario Nivel 1				
Se observa algún daño o deterioro u otra condición que afecta negativamente al desempeño sísmico de la edificación: <input type="checkbox"/> Sí <input checked="" type="checkbox"/> No				
Si es afirmativo, describir la condición en la sección posterior de comentario e indicar en el formulario del Nivel 1 si una evaluación detallada es requerida independiente del puntaje de la edificación				
PELIGROS NO ESTRUCTURALES OBSERVADOS				
Ubicación	Declaración (Chequear "Sí" "No")	Si	No	
Exterior	Existe un antepecho de mampostería no reforzada no arriostrada o una chimenea de mampostería no reforzada.			
	Existen revestimientos pesados.			
	Existe un techado pesado sobre puertas de salida o pasillos peatonales que parecen estar soportados inadecuadamente.			
	Existe un anexo de mampostería no reforzada sobre puertas de salida o pasillos peatonales.			
	Existe un aviso colocado en la edificación que indica que hay materiales peligrosos presentes.			
Interior	Existe una edificación adyacente más alta con una pared URM no anclada o un antepecho o chimenea URM no arriostrados.			
	Otro peligro exterior observable no estructural que pueda caer.			
Existen techos de arcilla o tabiques de ladrillo en gradas o corredores de salida.				
Otro peligro interior observable no estructural que pueda caer.				
Desempeño Sísmico no Estructural Estimado (Chequear el recuadro apropiado y transfiriendo a las conclusiones del formulario del Nivel 1)				
<input type="checkbox"/> Peligros potenciales no estructurales con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes —Evaluación No Estructural Detallada recomendada				
<input type="checkbox"/> Peligros no estructurales identificados con una amenaza significativa a la seguridad de vida de los ocupantes — Pero Evaluación No Estructural Detallada no requerida				
<input type="checkbox"/> Peligros no estructurales menores o inexistentes que amenacen a la seguridad de vida de los ocupantes —Evaluación No Estructural Detallada no requerida.				
Comentarios				

Fuente: FEMA 154, Federal Emergency Management Agency

La irregularidad de columna corta penaliza con un puntaje de -0.5 al puntaje obtenido por el formulario de nivel 1, así como también el riesgo de golpeteo debido a que la estructura se encuentra adyacente a otra, este riesgo reduce con -1.0 al puntaje del formulario de nivel 1.

Como se observa en la evaluación realizada en ambos formularios, la puntuación final de la estructura es de 0.3 lo que significa que la estructura tiene una probabilidad de colapso de 1 en $10^{0.3}$ o 1 en 2 ante un movimiento de tierras según el FEMA 154, esta probabilidad de colapso hace que la estructura sea muy vulnerable ante un sismo.

3.2. Procedimiento de evaluación sísmica NEC 2015

Tabla N° 51: Formulario de evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica

EVALUACIÓN VISUAL RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICACIONES													
				DATOS DE EDIFICACION:									
				Dirección: UTA Campus Huachi Nombre de la edificación: Administración de Empresas Bloque 1 Sitio de referencia: Cerca del colegio la Salle Tipo de uso: Institución académica Fecha de evaluación: 07/10/2020 8:00 am Año de construcción: Año de remodelación: Área construida en m2: 631.12 m2 Numero pisos: 3									
				DATOS DEL PROFESIONAL									
				Nombre del evaluador: Bryan Bedón C.I. 0503228652 Registro senescyt:									
TIPOLOGIA 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 laminado con muros	S4								
				Pórtico acero con paredes mampostería	S5								
PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL:													
Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	WX	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 EDIFICACION													
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
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	-0.4	-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													
GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA													
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, NEC 2015

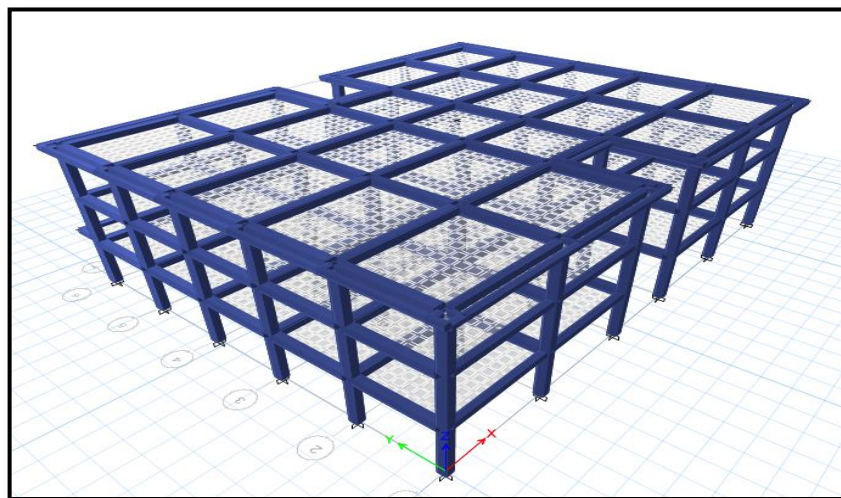
La puntuación final S es de -0.8 que, de acuerdo al formulario de la NEC, representa una estructura de alta vulnerabilidad que requiere de una evaluación especial.

Ciertas patologías encontradas en la estructura requieren de atención antes de recurrir a un reforzamiento de la estructura para mejorar su desempeño, como es la patología de columna corta, se deberá recurrir a eliminar el problema pues, si la columna es reforzada, la patología seguirá presente atentando con la estabilidad de la estructura, además esto aumentará la puntuación final S de la estructura al realizar una nueva evaluación con los formularios de la NEC y el FEMA disminuyendo su vulnerabilidad.

3.3. Análisis dinámico espectral

Una vez realizado el respectivo modelamiento de la estructura se procede a correr el programa Etabs para obtener los resultados.

Figura N° 76: Modelado de la estructura



Fuente Etabs 2016

3.3.1. Periodo fundamental de vibración

El periodo obtenido por el método 2 ($Ta 2$) no debe ser mayor que el 30% del periodo obtenido por el método 1 ($Ta 1$), el $Ta 2$ se obtuvo mediante un análisis modal y el $Ta 1$ mediante la siguiente ecuación. [7].

$$Ta 1 = Ct * hn^{\alpha}$$

$$Ta 2(modal) \leq 1.3(Ta 1)$$

Tabla N° 52: Periodos de vibración

Ta 1 (s)	1.3xTa 1 (s)	Ta 2 (s)
0.4682	0.6087	0.8370
Ta 2 ≤ 1.3(Ta 1)	No cumple	

Fuente: Bryan Bedón

No cumple con la NEC.

Una vez obtenido el periodo de vibración de la estructura con el análisis modal, se debe realizar un recalcu del coeficiente del cortante basal C y del factor de distribución de fuerzas k, en función al período obtenido (Ta 2) que debe ser ingresado nuevamente en el Etabs. Para el espectro de la NEC se utilizará las ecuaciones que la norma establece.

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{para } T > T_c$$

$$S_a = Z F_a \left[1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_o} \right] \quad \text{para } T \leq T_o$$

$$C = \frac{I * S_a}{R * \phi_p * \phi_e}$$

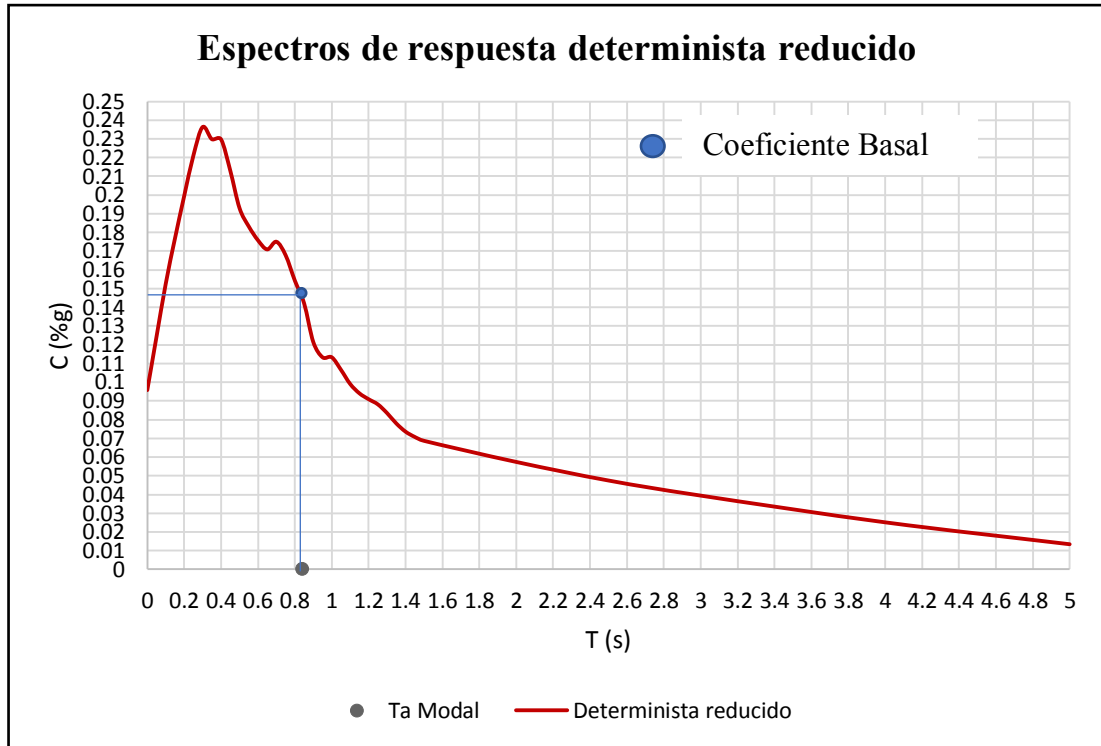
$$T \leq 0.5 \gg k = 1$$

$$0.5 < T \leq 2.5 \gg k = 0.75 + 0.50T$$

$$T > 2.5 \gg k = 2$$

Para el espectro determinista se utilizará la gráfica del espectro determinista reducido para obtener el coeficiente C.

Figura N° 77: Coeficiente basal del espectro determinista



Fuente Bryan Bedón

Tabla N° 53: Recalculo del coeficiente de cortante basal y factor de distribución de fuerzas

Espectro NEC 2015-Tr=475 años	Espectro Determinista
C (%g)	C (%g)
0.1793	0.1480
k	
1.169	

Fuente: Bryan Bedón

3.3.2. Participación de la masa modal

Para garantizar que los primeros modos de vibración sean trasnacionales es recomendable que la torsión sea menor al 30% de la razón entre la rotación en Z y el máximo valor del desplazamiento en X o Y en los dos primeros modos de vibración. [4].

$$\%Torsion = \frac{Rz}{\max(Ux; Uy)} \leq 30\%$$

Tabla N° 54: Valores de desplazamiento

Modo	UX	UY	RZ	Torsión (%)	
1	0.8602	0.0000	0.0044	0.51	Sin torsión
2	0.0003	0.8255	0.0520	6.30	Sin torsión
3	0.0038	0.0528	0.8137	1541.10	Torsión

Fuente: Etabs 2016.

La estructura no presenta problemas de torsión en los dos modos de vibración fundamentales, y como se espera el tercer modo de vibración es torsional.

3.3.3. Acumulación de la masa modal

La masa modal debe acumularse en un 90% en ambas direcciones horizontales principales X e Y.

Tabla N° 55: Acumulación de la Masa Modal

Modo de Vibración	Sum UX	Sum UY
1	0.8602	0.0000
2	0.8605	0.8255
3	0.8643	0.8783
4	0.9741	0.8783
5	0.9741	0.9779
6	0.9741	0.9790
7	1.0000	0.9790
8	1.0000	1.0000
9	1.0000	1.0000
10	1.0000	1.0000
11	1.0000	1.0000
12	1.0000	1.0000
13	1.0000	1.0000
14	1.0000	1.0000
15	1.0000	1.0000
16	1.0000	1.0000

Fuente: Etabs 2016

La masa se logra acumular en un 90% en el modo 4 para la dirección X y en el modo 5 para la dirección Y.

3.3.4. Cortante estático vs cortante dinámico

El cortante dinámico debe ser mayor o igual al 85% del cortante estático para estructuras irregulares. En caso de no cumplir con la condición, se debe realizar un

ajuste a la aceleración de la gravedad hasta que se logre cumplir con dicha condición, tanto en sentido X como en sentido Y.

Tabla N° 56: Verificación del cortante estático vs cortante dinámico

Espectro de respuesta NEC 2015 -Tr = 475 años							
Estático Sx (Ton)	Dinámico X (Ton)	X/Sx (%)	Cumple	Estático Sy (Ton)	Dinámico Y (Ton)	Y/Sy (%)	Cumple
322.95	282.19	87.38			322.95	317.43	
Espectro de respuesta determinista							
Estático Sx	Dinámico X (Ton)	X/Sx (%)	Cumple	Estático Sy (Ton)	Dinámico Y (Ton)	Y/Sy (%)	Cumple
266.57	230.34	86.41			266.57	266.76	

Fuente: Etabs 2016

Como cumple con la condición de cortante, no es necesario realizar ninguna corrección a la aceleración de la gravedad.

3.3.5. Derivas de piso

Debe establecerse que la estructura no sufra grandes desplazamientos, por esta razón la norma ecuatoriana considera un límite de acuerdo al tipo de sistema estructural. Para estructuras de hormigón armado la deriva máxima inelástica debe ser menor al 2.00%.

$$\Delta_m \leq 2.00\%$$

$$\Delta_m = 0.75 * R * \Delta_e$$

Donde:

$$\Delta_e = \text{Deriva elástica}$$

$$\Delta_m = \text{Deriva inelástica}$$

Tabla N° 57: Deriva estática del espectro de respuesta NEC 2015, Tr = 475 años

Espectro de respuesta NEC 2015 -Tr = 475 años			
Deriva estática en sentido X			
Nivel	Deriva Elástica	Deriva Inelástica (%)	
N+3.60	0.004877	2.93	No cumple
N+7.20	0.005922	3.55	No cumple
N+10.80	0.003559	2.14	No cumple
Deriva estática en sentido Y			
Nivel	Deriva Elástica	Deriva Inelástica (%)	

N+3.60	0.004366	2.62	No cumple
N+7.20	0.004915	2.95	No cumple
N+10.80	0.002849	1.71	Cumple

Fuente: Etabs 2016

Tabla N° 58: Deriva dinámica del espectro de respuesta NEC 2015, Tr = 475 años

Espectro de respuesta NEC 2015 -Tr = 475 años			
Deriva dinámica en sentido X			
Nivel	Deriva Elástica	Deriva Inelástica (%)	
N+3.6	0.004319	2.59	No cumple
N+7.2	0.005102	3.06	No cumple
N+10.8	0.00297	1.78	Cumple
Deriva dinámica en sentido Y			
Nivel	Deriva Elástica	Deriva Inelástica (%)	
N+3.60	0.004256	2.55	No Cumple
N+7.20	0.004626	2.78	No Cumple
N+10.80	0.002557	1.53	Cumple

Fuente: Etabs 2016

Tabla N° 59: Deriva estática del espectro determinista

Espectro de respuesta determinista			
Deriva estática en sentido X			
Nivel	Deriva Elástica	Deriva Inelástica (%)	
N+3.60	0.004025	2.42	No cumple
N+7.20	0.004888	2.93	No cumple
N+10.80	0.002938	1.76	Cumple
Deriva estática en sentido Y			
Nivel	Deriva Elástica	Deriva Inelástica (%)	
N+3.60	0.003604	2.16	No cumple
N+7.20	0.004057	2.43	No cumple
N+10.80	0.002352	1.41	Cumple

Fuente: Etabs 2016

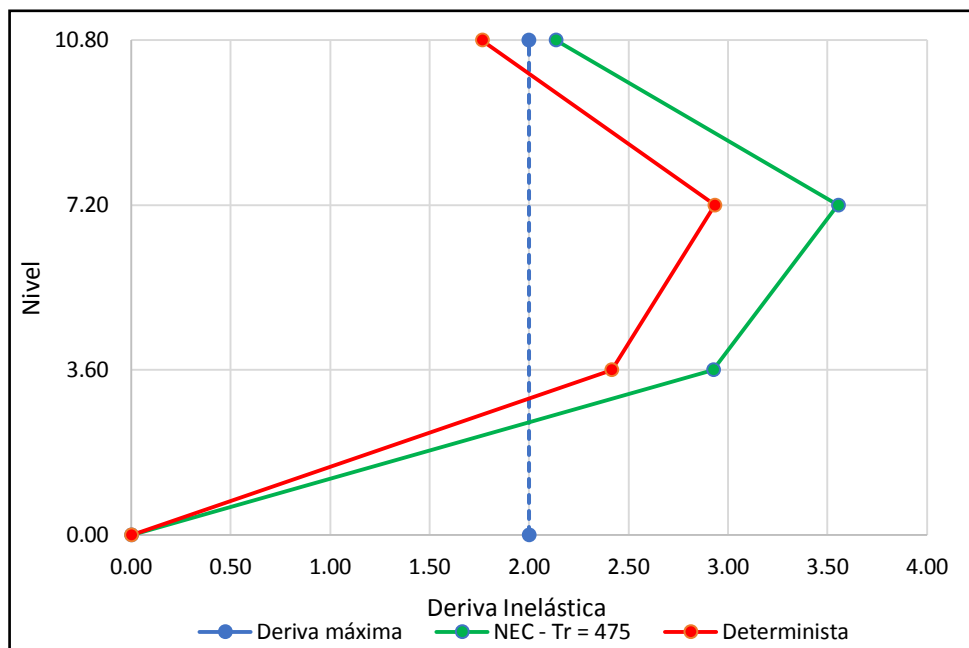
Tabla N° 60: Deriva dinámica del espectro determinista

Espectro de respuesta determinista			
Deriva estática en sentido X			
Nivel	Deriva Elástica	Deriva Inelástica (%)	
N+3.60	0.003507	2.10	No cumple

N+7.20	0.00413	2.48	No cumple
N+10.80	0.002445	1.47	Cumple
Deriva dinámica en sentido Y			
Nivel	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	
N+3.60	0.003571	2.14	No cumple
N+7.20	0.003875	2.33	No cumple
N+10.80	0.002167	1.30	Cumple

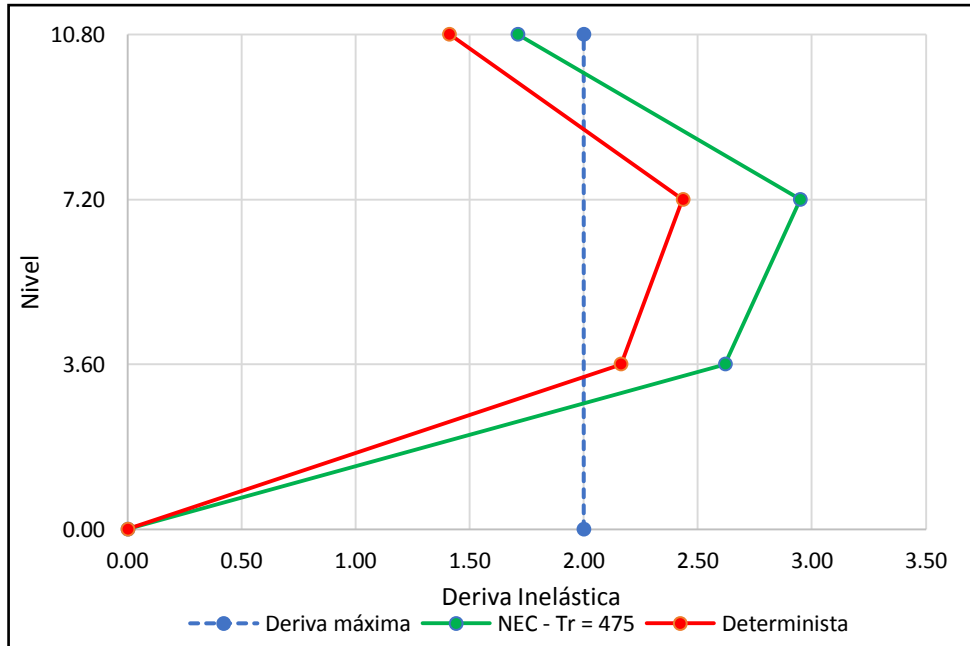
Fuente: Etabs 2016

Figura N° 78: Deriva inelástica estática en sentido X



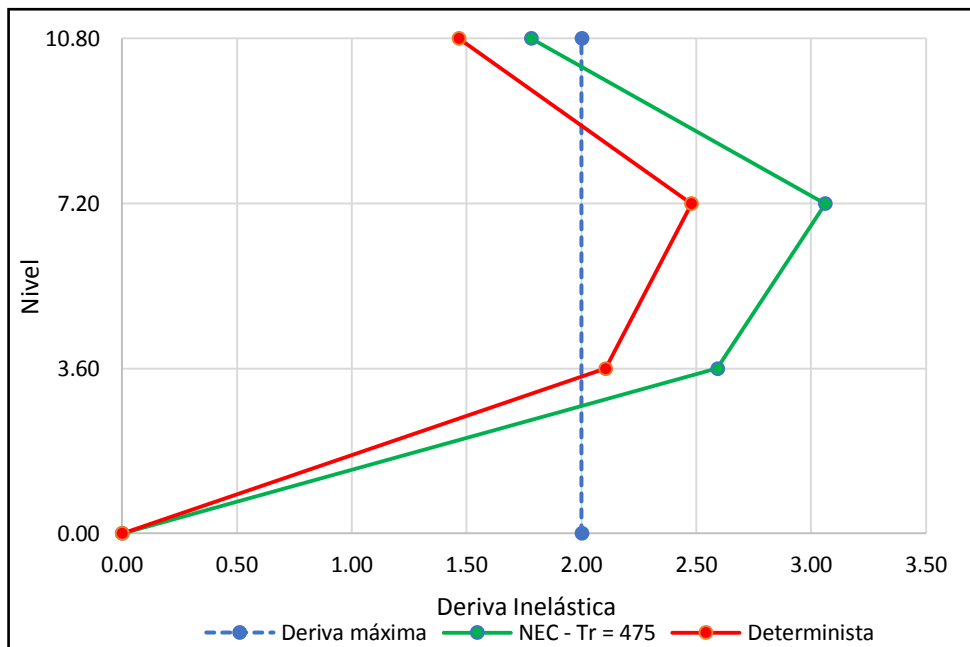
Fuente: Etabs 2016

Figura N° 79: Deriva inelástica estática en sentido Y



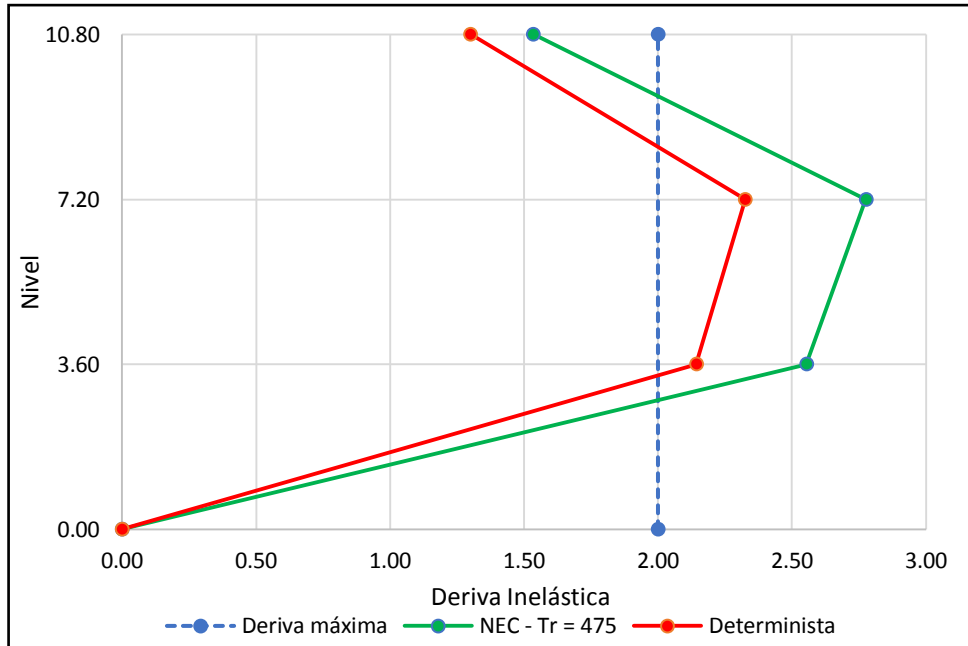
Fuente: Etabs 2016

Figura N° 80: Deriva inelástica dinámica en sentido X



Fuente: Etabs 2016

Figura N° 81: Deriva inelástica dinámica en sentido Y



Fuente: Etabs 2016

Como se puede observar, la deriva máxima del edificio no cumple con la deriva máxima establecida por la NEC en ninguna de las situaciones, las derivas máximas en cada uno de los sentidos se obtienen en el nivel N+7.20m. El espectro más crítico donde se obtienen mayores derivas es para el espectro de la NEC, siendo la deriva más crítica del 3.55%.

3.4. Análisis de los elementos estructurales

Para realizar el análisis en los elementos estructurales, se escoge el caso más desfavorable que produzcan las máximas demandas, en este caso se realizará el análisis con el espectro de respuesta de la NEC 2015, con un periodo de retorno de 475 años (Tr = 475 años).

3.4.1. Análisis en vigas

Se realiza el análisis para cada nivel de la estructura en el sentido X e Y, se obtiene una envolvente de cargas estáticas para obtener los máximos resultados de demanda. El análisis se realiza para los dos tipos de vigas resistentes a la carga lateral, a continuación, se muestra un resumen de los datos de las vigas para los cálculos correspondientes.

Tabla N° 61: Datos de viga V1 sentido X e Y

Datos de Viga V1	
b (cm)	40.00
h (cm)	40.00
f'c (kg/cm ²)	250.00
fy (kg/cm ²)	4200.00
Recubrimiento (cm)	3.00
d (cm)	37.00
As(-) Tramo Izquierdo (cm ²)	6.16
As(+) Tramo Central (cm ²)	3.39
As(-) Tramo Derecho (cm ²)	6.16
fi estribo (mm)	10.00
S (cm)	10.00
Av (cm ²)	1.57

Fuente: Bryan Bedón

Tabla N° 62: Datos de viga V2, sentido X e Y

Datos de Viga V2	
b (cm)	25.00
h (cm)	40.00
f'c (kg/cm ²)	250.00
fy (kg/cm ²)	4200.00
recubrimiento (cm)	3.00
d (cm)	37.00
As(-) Tramo Izquierdo (cm ²)	3.39
As(+) Tramo Central (cm ²)	3.39
As(-) Tramo Derecho (cm ²)	3.39
fi estribo (mm)	10.00
S (cm)	10.00
Av (cm ²)	1.57

Fuente: Bryan Bedón

3.4.1.1. Análisis a flexión.

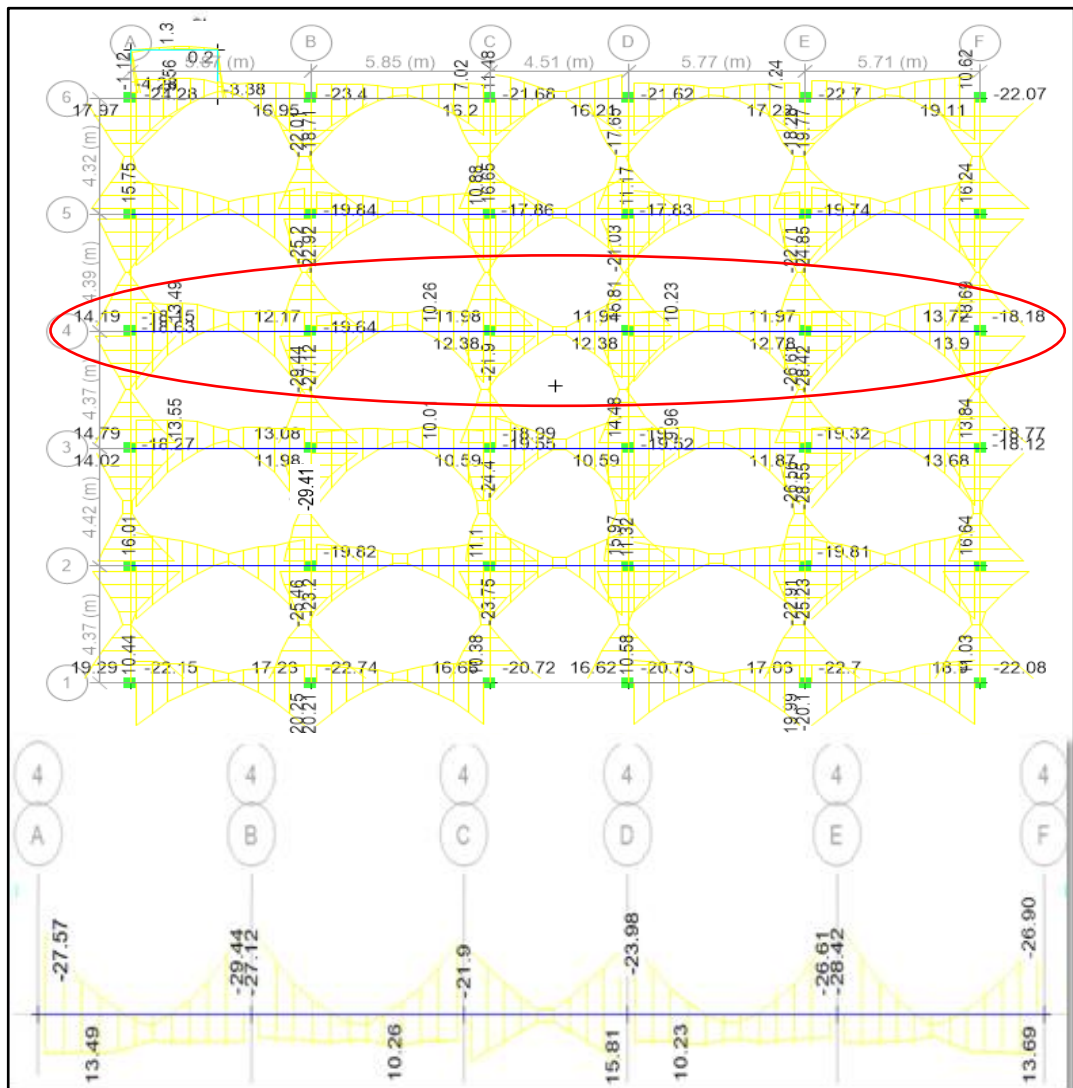
Se calcula el momento resistente de la viga $\emptyset Mn$ para comparar con el momento de demanda Md , si el momento resistente es mayor al momento de demanda, la viga cumple con los requisitos a flexión. Se analizará con el momento más desfavorable en cada tipo de viga dependiendo del sentido X e Y.

$$\phi Mn = \phi As * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c' * b}$$

$$\phi = 0.9$$

Figura N° 82: Momento de demanda máximo en viga V1, ubicado en el sentido X, nivel N+3.60



Fuente: Etabs 2016

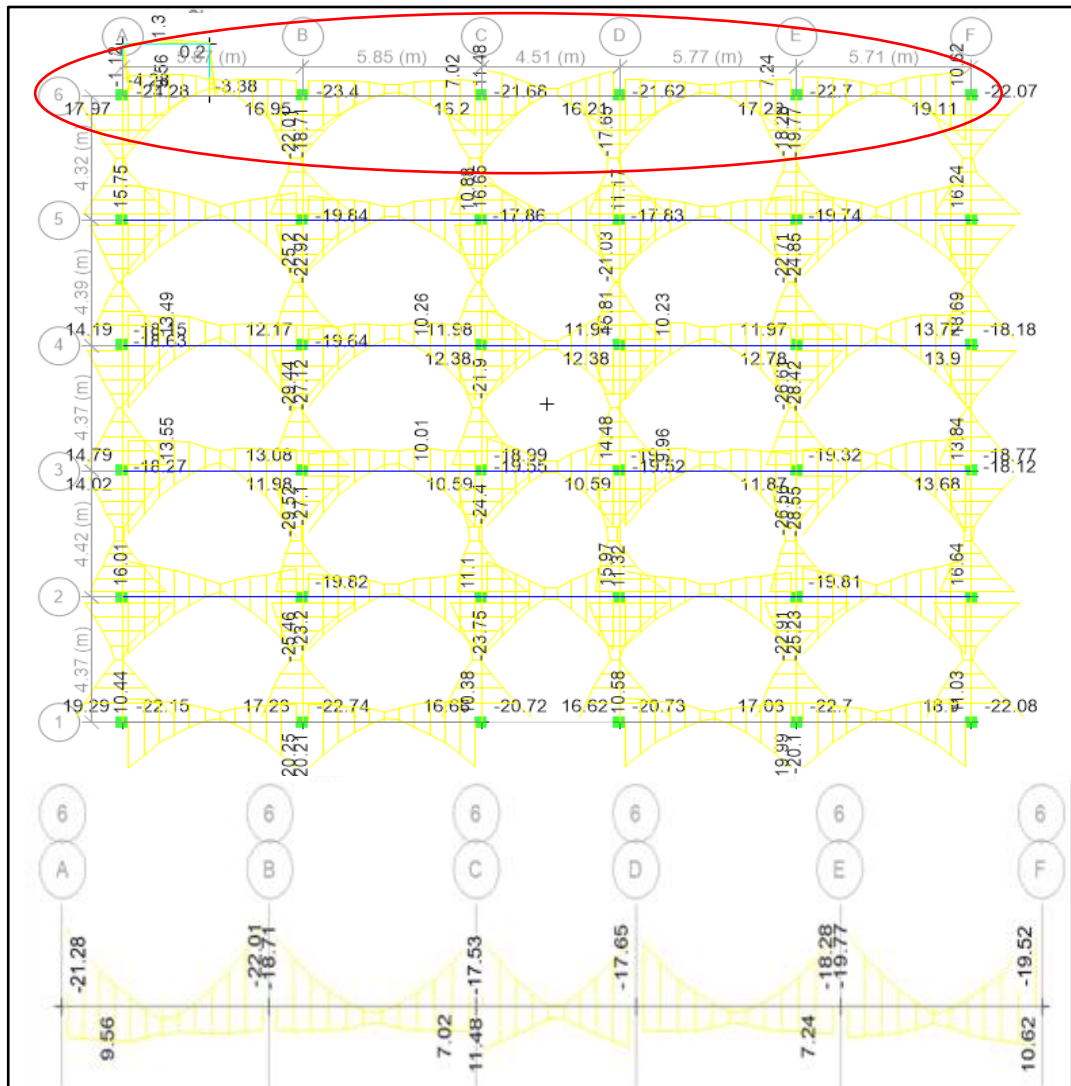
Tabla N° 63: Análisis a flexión en viga V1, sentido X, nivel N+3.60, eje 4

Chequeo a flexión

	Viga V1 A-B			Viga V1 B-C		
	Tramo Izquierdo	Tramo Central	Tramo Derecho	Tramo Izquierdo	Tramo Central	Tramo Derecho
As (-)	6.16	3.08	6.16	6.16	3.08	6.16
As (+)	6.16	6.16	6.16	6.16	6.16	6.16
a (cm)	3.04	3.04	3.04	3.04	3.04	3.04
$\emptyset Mn$ (ton-m)	8.26	8.26	8.26	8.26	8.26	8.26
Md (ton-m)	27.57	13.49	29.44	29.44	10.26	21.90
$\emptyset Mn \geq Md$	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple
D/C	3.34	1.63	3.56	3.56	1.24	2.65
	Viga V1 C-D			Viga V1 D-E		
	Tramo Izquierdo	Tramo Central	Tramo Derecho	Tramo Izquierdo	Tramo Central	Tramo Derecho
As (-)	6.16	3.08	6.16	6.16	3.08	6.16
As (+)	6.16	6.16	6.16	6.16	6.16	6.16
a (cm)	3.04	3.04	3.04	3.04	3.04	3.04
$\emptyset Mn$ (ton-m)	8.26	8.26	8.26	8.26	8.26	8.26
Md (ton-m)	21.90	15.81	23.98	23.98	10.23	28.42
$\emptyset Mn \geq Md$	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple
D/C	2.65	1.91	2.90	2.90	1.24	3.44
	Viga V1 E-F					
	Tramo Izquierdo	Tramo Central	Tramo Derecho			
As (-)	6.16	3.08	6.16			
As (+)	6.16	6.16	6.16			
a (cm)	3.04	3.04	3.04			
$\emptyset Mn$ (ton-m)	8.26	8.26	8.26			
Md (ton-m)	28.42	13.69	26.90			
$\emptyset Mn \geq Md$	No cumple	No cumple	No cumple			
D/C	3.44	1.66	3.26			

Fuente: Etabs 2016

Figura N° 83: Momento máximo de demanda en viga V2, ubicado en el sentido X, ubicado en el Nivel N+3.60



Fuente: Etabs 2016

Tabla N° 64: Análisis a flexión en viga V2, sentido X, nivel N+3.60, eje 6

Chequeo a flexión						
	Viga V2 A-B			Viga V2 B-C		
	Tramo Izquierdo	Tramo Central	Tramo Derecho	Tramo Izquierdo	Tramo Central	Tramo Derecho
As (-)	3.39	2.26	3.39	3.39	2.26	3.39
As (+)	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
a (cm)	2.68	2.68	2.68	2.68	2.68	2.68
ØMn (ton-m)	4.57	4.57	4.57	4.57	4.57	4.57
Md (ton-m)	21.28	9.56	22.01	22.01	7.02	17.53

$\phi M_n \geq M_d$	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple
D/C	4.66	2.09	4.82	4.82	1.54	3.84
	Viga V2 C-D			Viga V2 D-E		
	Tramo Izquierdo	Tramo Central	Tramo Derecho	Tramo Izquierdo	Tramo Central	Tramo Derecho
As (-)	3.39	2.26	3.39	3.39	2.26	3.39
As (+)	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39
a (cm)	2.68	2.68	2.68	2.68	2.68	2.68
ϕM_n (ton-m)	4.57	4.57	4.57	4.57	4.57	4.57
Md (ton-m)	17.53	11.48	17.65	17.65	7.24	19.77
$\phi M_n \geq M_d$	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple
D/C	3.84	2.51	3.86	3.86	1.58	4.33
	Viga V2 E-F					
	Tramo Izquierdo	Tramo Central	Tramo Derecho			
As (-)	6.16	2.26	6.16			
As (+)	3.39	3.39	3.39			
a (cm)	2.68	2.68	2.68			
ϕM_n (ton-m)	4.57	4.57	4.57			
Md (ton-m)	19.77	10.62	19.52			
$\phi M_n \geq M_d$	No cumple	No cumple	No cumple			
D/C	4.33	2.32	4.27			

Fuente: Etabs 2016

Para el chequeo a flexión, los resultados muestran que las vigas no resisten el momento de demanda M_d , esto se debe a que los desplazamientos son excesivos incrementando el momento que debe resistir la viga. Es importante recurrir a un reforzamiento que limite estos desplazamientos y verificar si los elementos resisten la demanda, si aún se encuentran sobre-esforzados, entonces se aplicará una técnica de reforzamiento hasta que las vigas cumplan con análisis a flexión.

3.4.1.2. Análisis a corte

De igual manera, el cortante resistente ϕV_n debe ser mayor al cortante de demanda V_d para que la viga cumpla con los requisitos a cortante.

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

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

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S}$$

$$\phi = 0.75$$

El cortante de demanda V_d , se determina a partir de los momentos probables más la contribución del cortante por cargas gravitacionales.

$$V_d = V_p + V_g$$

$$V_p = \left(\frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \right)$$

Se debe diseñar suponiendo que $V_c=0$ si cumplen simultáneamente las siguientes condiciones:

- 3) V_p representa la mitad o más de la resistencia a cortante requerido en la zona de confinamiento.

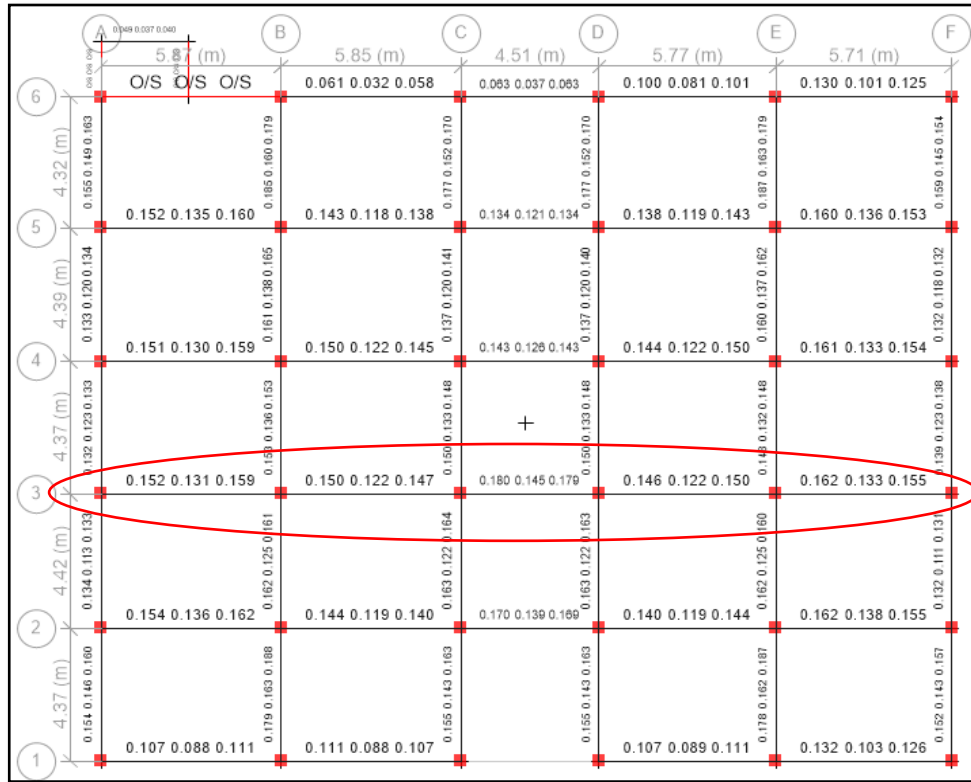
$$V_p \geq 0.5 * V_d$$

- 4) La fuerza axial de compresión mayorada P_u incluyendo el sismo es menor que $A_g * f'c/20$.

El Etabs realiza todos los análisis mencionados, y entrega el resultado en función del área de corte y el espaciamiento A_v/S .

$$\frac{A_v}{S} = \frac{\frac{V_d}{\phi} - V_c}{f_y * d}$$

Figura N° 84: Corte máximo de demanda en viga V1, ubicado en el sentido X, nivel N+3.60



Fuente: Etabs 2016

Tabla N° 65: Análisis a corte en viga V1, sentido X, nivel N+3.60, eje 3

Chequeo a corte					
	Viga V1 A-B	Viga V1 B-C	Viga V1 C-D	Viga V1 D-E	Viga V1 E-F
Av/S (cm ² /cm)	0.159	0.150	0.180	0.015	0.162
Pu (ton)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vp (ton)	10.29	9.57	12.66	9.6	10.43
Vg (ton)	7.38	7.16	7.20	7.05	7.57
Vd (ton)	17.67	16.73	19.86	16.65	18.01
Vc (ton)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vs (ton)	24.41	24.41	24.41	24.41	24.41
∅Vn (ton)	18.31	18.31	18.31	18.31	18.31
∅Vn ≥ Vd	Cumple	Cumple	No cumple	Cumple	Cumple
D/C	0.97	0.91	1.08	0.91	0.98

Fuente: Etabs 2016

Figura N° 85: Corte máximo de demanda en viga V2, ubicado en el sentido X, nivel



Fuente: Etabs 2016

El tramo de viga A-B presenta problemas de torsión, el resultado que se obtenga del refuerzo a corte se deberá sumar con el refuerzo a torsión requerido.

$$\frac{A(v + t)}{S} = \frac{Av}{S} + 2 \frac{At}{S}$$

$$\frac{Av}{S} = 0.031$$

$$2 \frac{At}{S} = 0.122$$

$$\frac{A(v + t)}{S} = 0.031 + 0.122$$

$$\frac{A(v + t)}{S} = 0.153$$

En este caso se analizará si Av/S calculado de la viga es mayor a $A(v+t)/S$ obtenido para el diseño.

Tabla N° 66: Análisis a corte en viga V2, sentido X, nivel N+3.60, eje 6

Chequeo a corte					
	Viga V2 A-B	Viga V2 B-C	Viga V2 C-D	Viga V2 D-E	Viga V2 E-F
Av/S (cm²/cm)	A(v+t) = 0.153	0.061	0.101	0.084	0.13
Pu (ton)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vp (ton)	0.00	5.09	6.53	5.41	7.32
Vg (ton)	9.37	7.29	4.72	3.93	7.15
Vd (ton)	9.37	12.38	11.25	9.34	14.47
Vc (ton)	7.75	7.75	0.00	0.00	0.00
Vs (ton)	24.41	24.41	24.41	24.41	24.41
∅Vn (ton)	24.12	24.12	18.31	18.31	18.31
∅Vn >= Vd	-	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
D/C	-	0.51	0.61	0.51	0.79
Av/S (cm ² /cm)	0.160				
Av/S >= (Av+t)/S	Cumple				

Fuente: Etabs 2016

Para el chequeo a corte, la mayor parte de las vigas resisten el cortante de demanda, únicamente la viga V1 del eje 3, tramo C-D del sentido X es la que presenta problemas a cortante. Cuando se plantee un reforzamiento para rigidizar a la estructura, se comprobará si el cortante de demanda aún excede el cortante resistente de la viga, de ser el caso se planteará un reforzamiento para corte.

3.4.2 Análisis en columnas

3.4.2.1. Análisis a flexocompresión

Se verifica la cuantía de acero, si se encuentra dentro de los límites establecidos por la NEC , $\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$.

Tabla N° 67: Datos de columna C1

Columna C1	
b(cm)	40.00
h(cm)	40.00
f _c (kg/cm ²)	250.00
f _y (kg/cm ²)	4200.00
Recubrimiento (cm)	3.00
d (cm)	37.00

As	20.36
∅ estribo (mm)	10.00
S (cm)	10.00

Fuente: Bryan Bedón

$$\rho = \frac{As}{Ag}$$

Tabla N° 68: Cuantía de acero de columna C1

Columna C1	
ρ	1.27%
ρ_{min}	1.00%
ρ_{max}	3.00%
$1.00\% \leq 1.27\% \leq 3.00\%$	
Cumple	

Fuente: Bryan Bedón

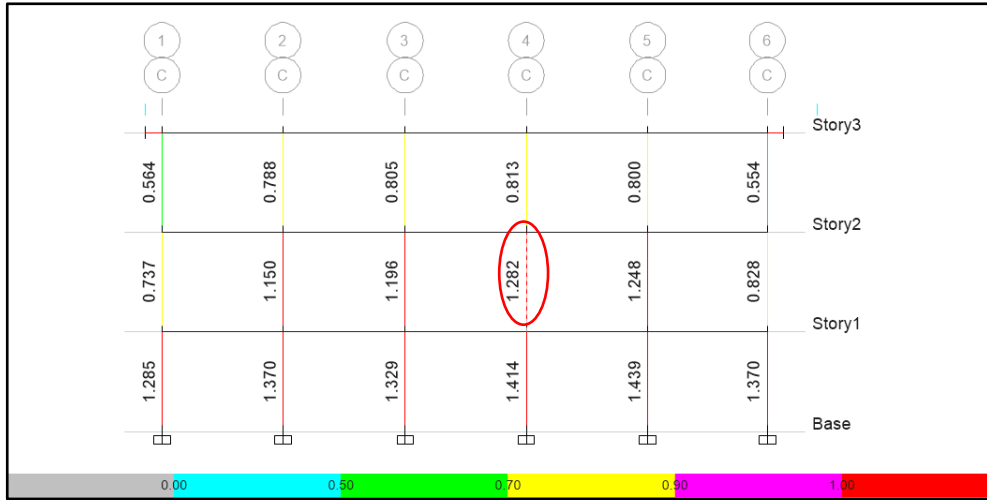
Como se definió anteriormente, las columnas serán analizadas bajo el diagrama de iteraciones en cada nivel de la estructura y para cada combinación de carga, se utiliza la curva reducida de iteraciones donde se han aplicado los factores de reducción de acuerdo a la carga, las cargas que caen dentro del diagrama de iteraciones son las cargas que la columna puede resistir, y las cargas que caen fuera de la curva de iteraciones son las cargas que la columna no puede resistir.

Figura N° 86: Relación de demanda capacidad en columna C1, nivel N+3.60



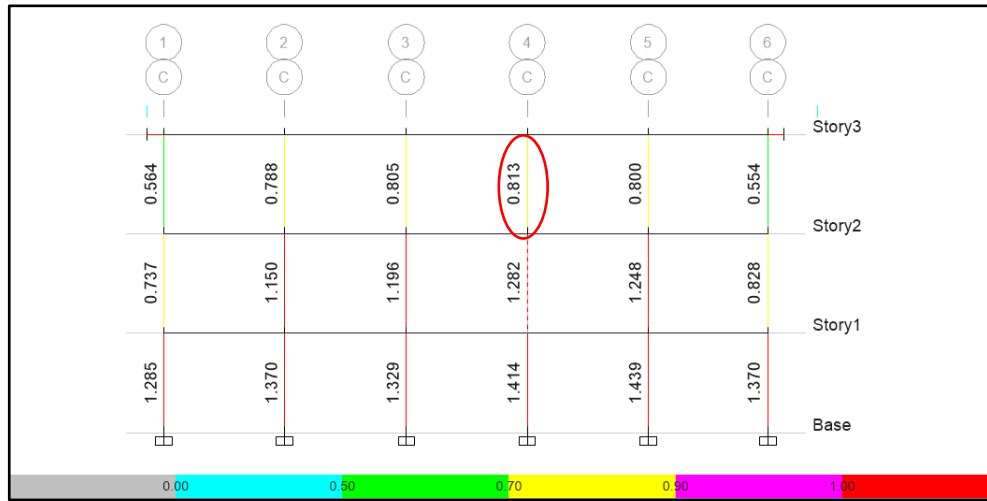
Fuente: Etabs 2016

Figura N° 87: Relación de demanda capacidad en columna C1, nivel N+7.20



Fuente: Etabs 2016

Figura N° 88: Relación de demanda capacidad en columna C1, nivel N+10.80



Fuente: Etabs 2016

Tabla N° 69: Casos de cargas actuantes en columnas

Nivel	Combinación de cargas	P	V X-X	V Y-Y	M X-X	M Y-Y
		ton	ton	ton	ton-m	ton-m
Columna C1 eje A5 N+3.60	1.4D	52.13	-1.26	0.24	0.35	-1.47
	1.2D+1.6L	54.25	-1.55	0.2	0.3	-1.81
	1.2D+L+SX	36.22	6.62	1.03	1.92	17.16
	1.2D+L-SX	65.10	-9.37	-0.62	-1.32	-20.36

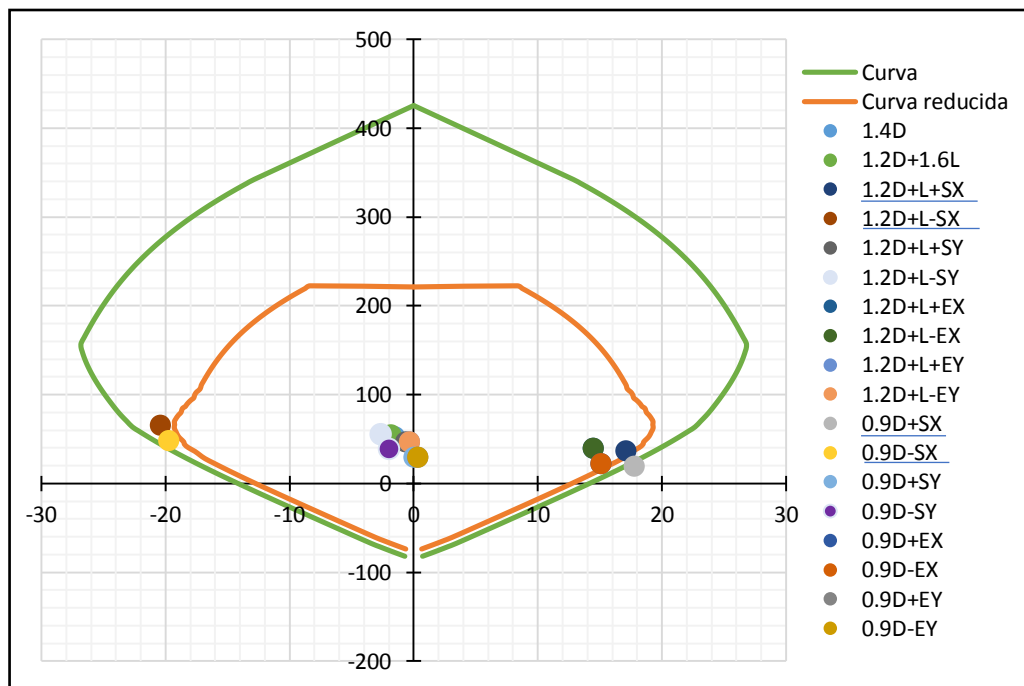
	1.2D+L+SY	46.33	-0.94	11.53	22.47	-0.59
	1.2D+L-SY	54.99	-1.81	-11.12	-21.87	-2.61
	1.2D+L+EX	38.94	5.54	2.01	3.84	14.49
	1.2D+L-EX	38.94	5.54	2.01	3.84	14.49
	1.2D+L+EY	46.59	-0.81	11.33	22.02	-0.3
	1.2D+L-EY	46.59	-0.81	11.33	22.02	-0.3
	0.9D+SX	19.07	7.18	0.98	1.84	17.81
	0.9D-SX	47.95	-8.81	-0.67	-1.39	-19.7
	0.9D+SY	29.18	-0.38	11.48	22.4	0.06
	0.9D-SY	37.84	-1.25	-11.17	-21.95	-1.95
	0.9D+EX	21.79	6.11	1.96	3.76	15.14
	0.9D-EX	21.79	6.11	1.96	3.76	15.14
	0.9D+EY	29.44	-0.25	11.28	21.95	0.36
	0.9D-EY	29.44	-0.25	11.28	21.95	0.36
Columna C1 eje C4 N+7.20	1.4D	46.99	2.19	-0.19	-0.31	3.77
	1.2D+1.6L	52.07	2.66	0.40	0.73	4.57
	1.2D+L+SX	43.74	12.47	0.30	0.55	21.25
	1.2D+L-SX	51.55	-7.74	0.07	0.16	-13.11
	1.2D+L+SY	47.73	2.53	8.76	14.82	4.35
	1.2D+L-SY	47.57	2.2	-8.39	-14.11	3.79
	1.2D+L+EX	44.46	10.84	0.44	0.78	18.42
	1.2D+L-EX	44.46	10.84	0.44	0.78	18.42
	1.2D+L+EY	47.47	2.59	8.27	13.92	4.44
	1.2D+L-EY	47.47	2.59	8.27	13.92	4.44
	0.9D+SX	26.30	11.51	-0.01	0.00	19.60
	0.9D-SX	34.11	-8.70	-0.24	-0.40	-14.75
	0.9D+SY	30.29	1.57	8.45	14.26	2.7
	0.9D-SY	30.13	1.24	-8.7	-14.67	2.15
	0.9D+EX	27.02	9.89	0.13	0.22	16.78
	0.9D-EX	27.02	9.89	0.13	0.22	16.78
	0.9D+EY	30.39	1.19	-8.21	-13.76	2.05
0.9D-EY	30.06	1.19	-8.21	-13.76	2.05	
Columna C1 eje C4 N+10.80	1.4D	21.56	1.58	-0.02	-0.16	2.96
	1.2D+1.6L	20.96	1.74	0.21	0.38	3.39
	1.2D+L+SX	17.44	7.37	0.05	-0.35	-12.48
	1.2D+L-SX	19.67	-4.18	0.20	-0.06	8.39
	1.2D+L+SY	18.63	1.51	4.75	-8.62	-2.21
1.2D+L-SY	18.51	1.50	-4.70	7.85	-2.19	

1.2D+L+EX	19.48	-3.20	0.00	-0.43	-10.50
1.2D+L-EX	19.48	-3.20	0.00	-0.43	-10.50
1.2D+L+EY	18.63	1.47	-4.16	-7.70	-2.26
1.2D+L-EY	18.63	1.47	-4.16	-7.70	-2.26
0.9D+SX	11.64	6.79	-0.09	-0.21	-11.79
0.9D-SX	13.87	-4.76	0.06	0.08	9.08
0.9D+SY	12.83	0.93	4.61	-8.47	-1.52
0.9D-SY	12.67	1.10	-4.64	8.35	-1.19
0.9D+EX	13.68	-3.78	-0.14	-0.29	-9.81
0.9D-EX	13.68	-3.78	-0.14	-0.29	-9.81
0.9D+EY	12.82	0.89	-4.29	-7.56	-1.57
0.9D-EY	12.82	0.89	-4.29	-7.56	-1.57

Fuente: Etabs 2016

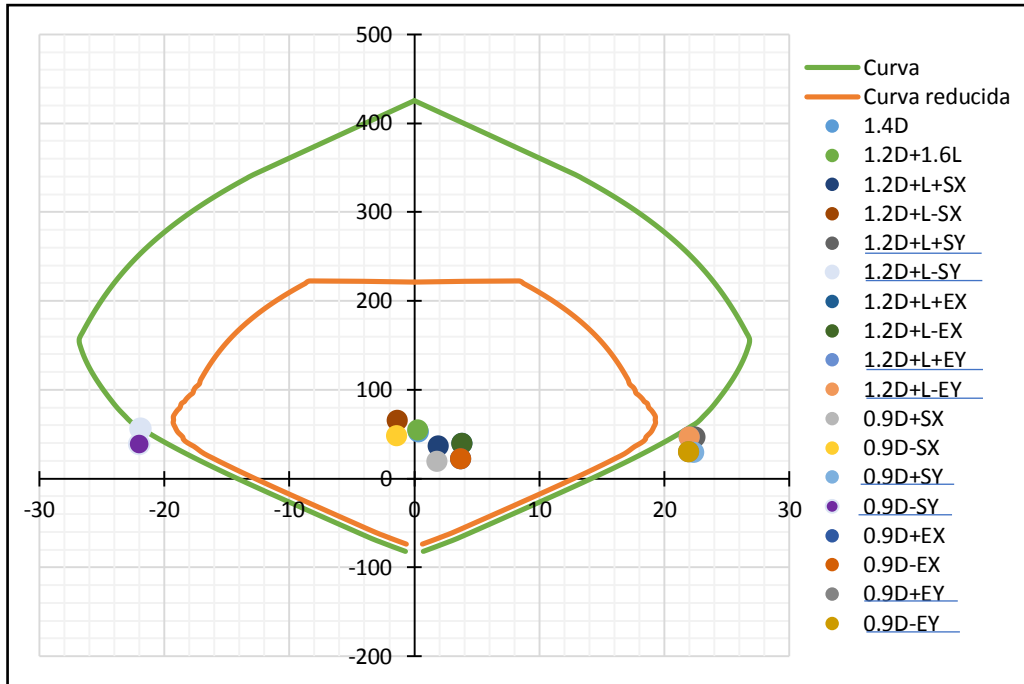
Las combinaciones de cargas subrayadas muestran las cargas que se encuentran fueran del diagrama de iteraciones.

Figura N° 89: Diagrama de iteraciones en columna C1, sentido X, nivel N+3.60



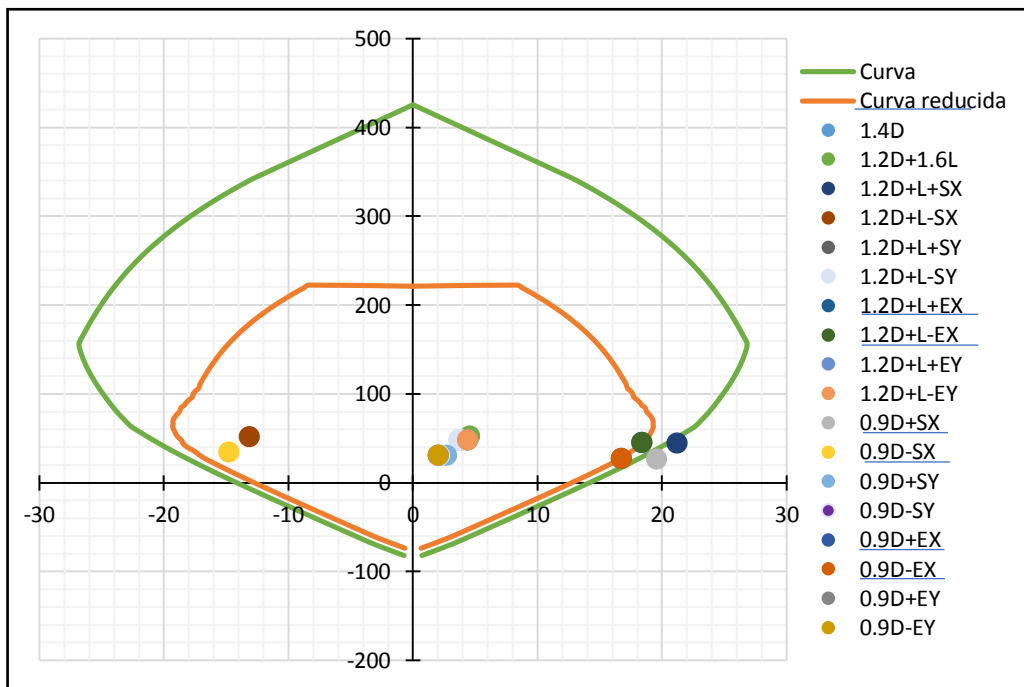
Fuente: Etabs 2016

Figura N° 90: Diagrama de iteraciones en columna C1, sentido Y, nivel N+3.60



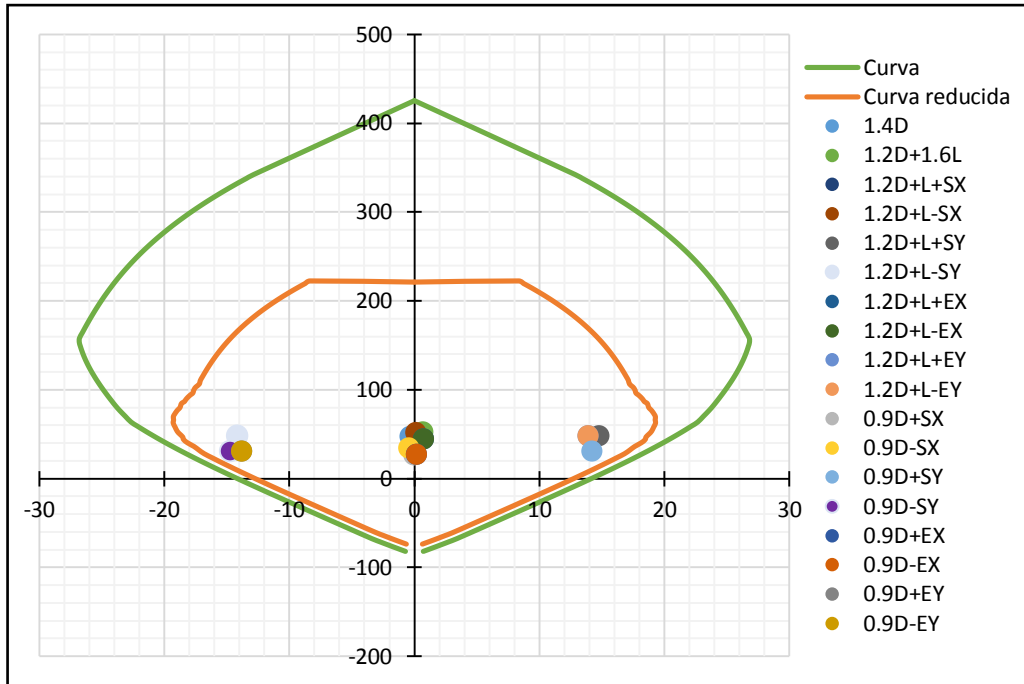
Fuente: Etabs 2016

Figura N° 91: Diagrama de iteraciones en columna C1, sentido X, nivel N+7.20



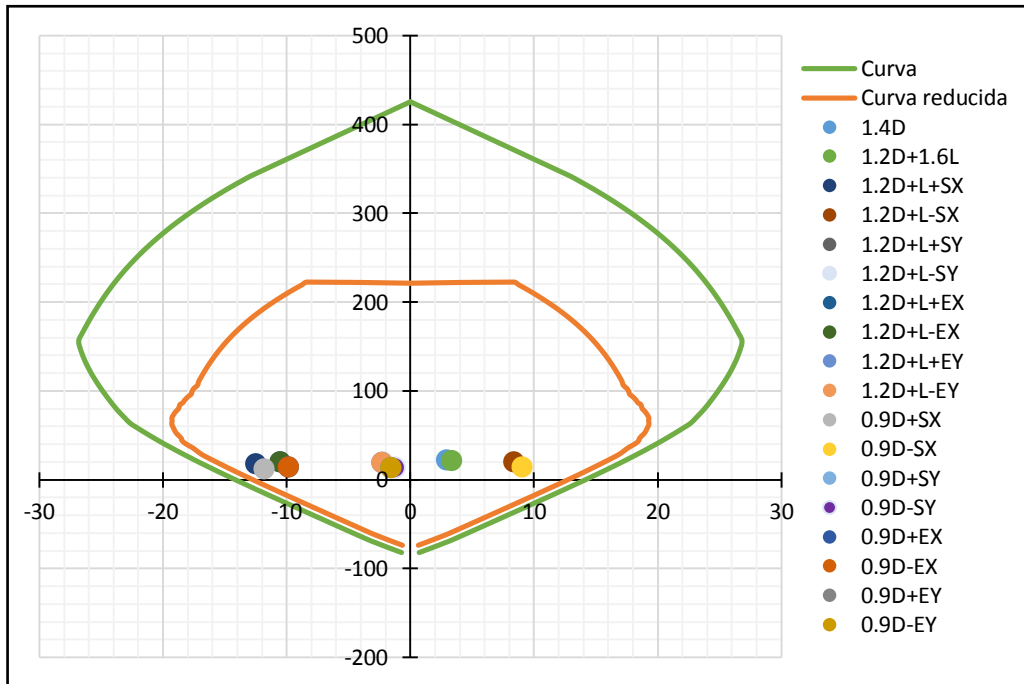
Fuente: Etabs 2016

Figura N° 92: Diagrama de iteraciones en columna C1, sentido Y, nivel N+7.20



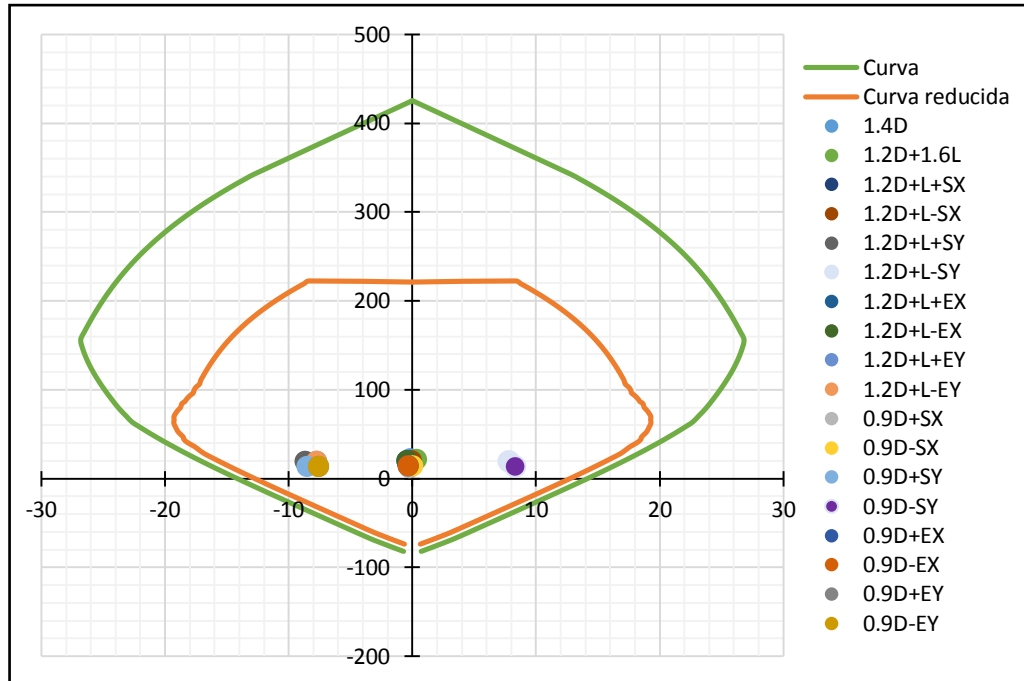
Fuente: Etabs 2016

Figura N° 93: Diagrama de iteraciones en columna C1, sentido X, nivel N+10.80



Fuente: Etabs 2016

Figura N° 94: Diagrama de iteraciones en columna C1, sentido Y, nivel N+10.80



Fuente: Etabs 2016

Se puede observar que las columnas del nivel N+3.60 y N+7.20 presentan problemas ante las combinaciones de cargas subrayadas en la tabla N° 69, estas combinaciones de carga que se encuentran fuera del diagrama de iteraciones son las producidas por el sismo estático, debido a las derivas excesivas que estas producen. Se debe aplicar un reforzamiento para limitar los desplazamientos excesivos en la estructura y verificar si la columna es capaz de resistir a las demandas, caso contrario la columna deberá ser reforzada con alguna técnica de reforzamiento descrita en esta investigación.

3.4.2.2. Análisis a corte

Para obtener la resistencia de la columna a cortante, se aplican las siguientes ecuaciones:

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

Para una carga axial a compresión se tiene:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * \left(1 + \frac{P_u}{140 * A_g} \right) * b * d$$

De manera conservadora, se puede eliminar la expresión $(1+Pu/140*Ag)$.

Para una carga axial a tensión significativa:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * \left(1 - \frac{Pu}{35 * Ag}\right) * b * d$$

$$V_s = \frac{A_s * f_y * d}{S}$$

$$\phi = 0.75$$

El cortante de demanda V_d , se determina a partir de los momentos probables en los extremos de la columna correspondientes a fuerzas axiales mayoradas P_u .

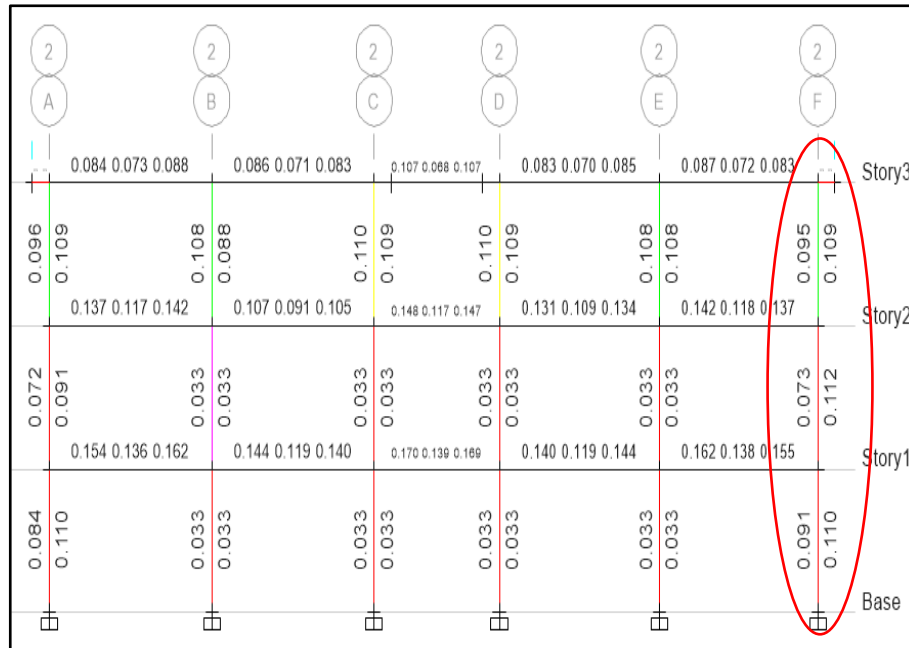
$$V_{d_{3,4}} = \left(\frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{l_u}\right)$$

Se debe diseñar suponiendo que $V_c=0$ si cumplen simultáneamente las siguientes condiciones:

- 3) El cortante de demanda representa la mitad o más de la resistencia a cortante requerido en la zona de confinamiento.
- 4) La fuerza axial de compresión mayorada P_u incluyendo el sismo es menor que $Ag * f'c/20$.

De igual manera que en las vigas, el programa arroja resultados en función de A_v/s .

Figura N° 95: Cortante máximo de demanda en columna C1



Fuente: Etabs 2016

Tabla N° 70: Análisis a corte en columna C1

Chequeo a Corte			
	Nivel N+3.60	Nivel N+7.20	Nivel N+10.80
Av/S (cm2/cm)	0.110	0.112	0.109
Vd (ton)	12.82	13.05	12.70
Pu (ton)	19.97	19.83	16.91
Vc (ton)	0.00	0.00	0.00
Vs (ton)	48.82	48.82	48.82
∅Vn (ton)	36.62	36.62	36.62
∅Vn >=Vd	Cumple	Cumple	Cumple
D/C	0.35	0.36	0.35

Fuente: Etabs 2016

Las columnas resisten el cortante de demanda en cada nivel de la estructura, en este caso no se requiere de alguna técnica de reforzamiento, pero se deberá verificar el cortante al momento de rigidizar la estructura y comprobar si resiste el nuevo cortante de demanda.

3.5. Análisis estático no lineal pushover

3.5.1. Formación de rótulas plásticas

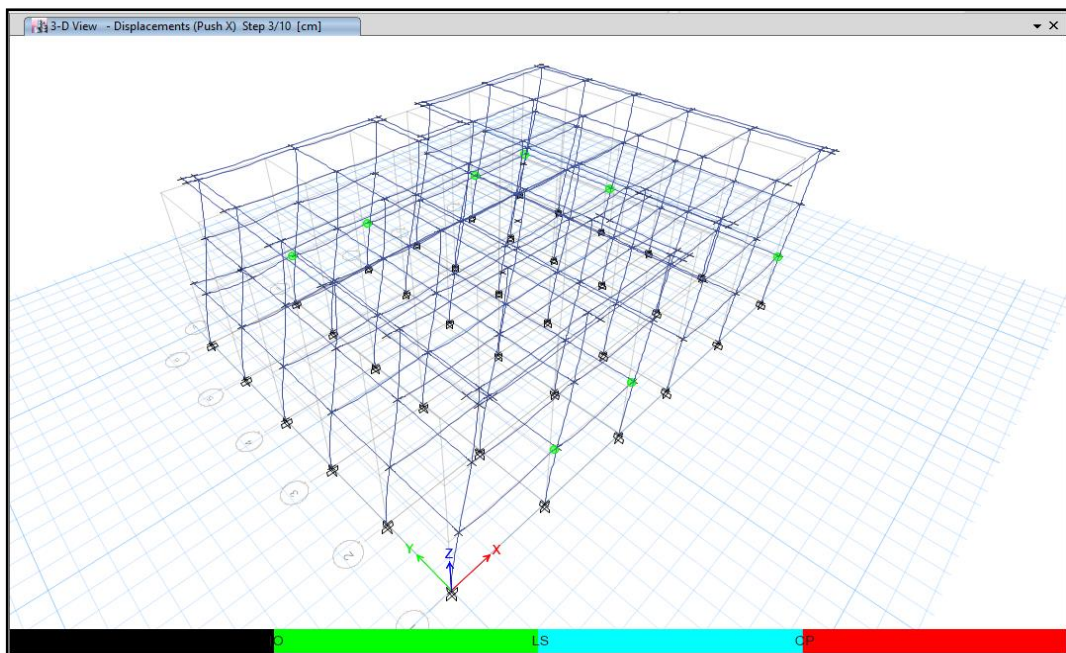
Es importante primero conocer la formación de las rótulas plásticas en ambos sentidos X e Y para conocer el comportamiento de cada elemento estructural.

Tabla N° 71: Rótulas plásticas en sentido X

Paso	Nivel de desempeño		Elemento	d (cm)	V (Ton)
3	Ocupación inmediata	8 rótula	-Vigas	6.5453	237.43
5	Ocupación inmediata	64 rótulas	-Vigas	11.3764	269.70
	Prevenición de colapso	1 Rótula	-Columnas		
10	Ocupación inmediata	148 rótulas	-Vigas -Columnas	15.9735	273.74
	Prevenición de colapso	1 rótula	-Columnas		

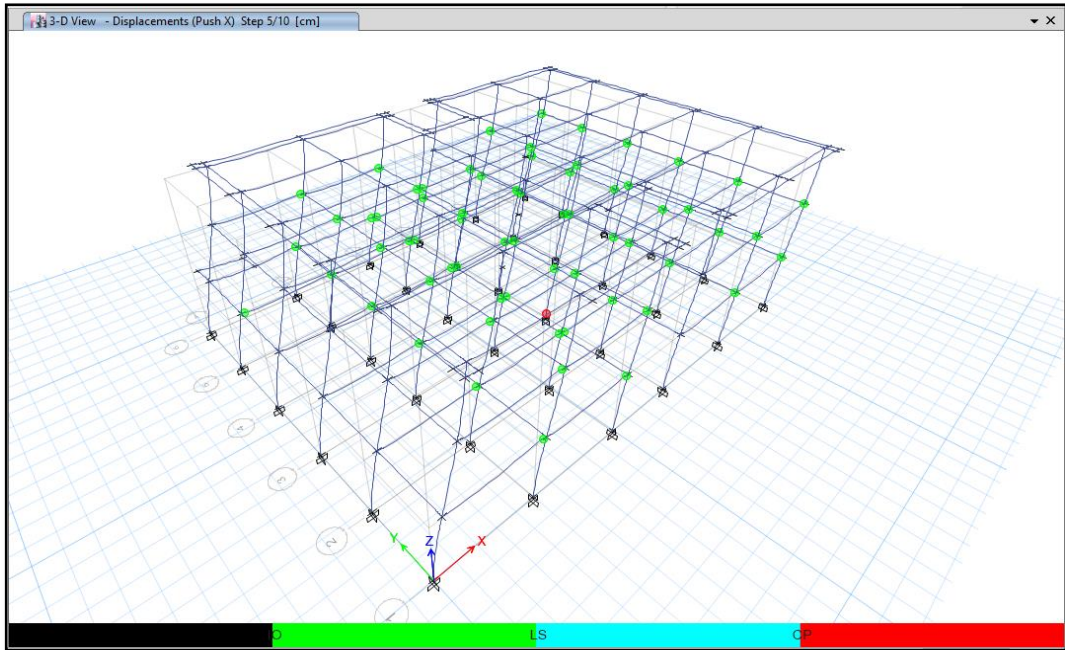
Fuente: Etabs 2016

Figura N° 96: Formación de rótulas sentido X, paso 3



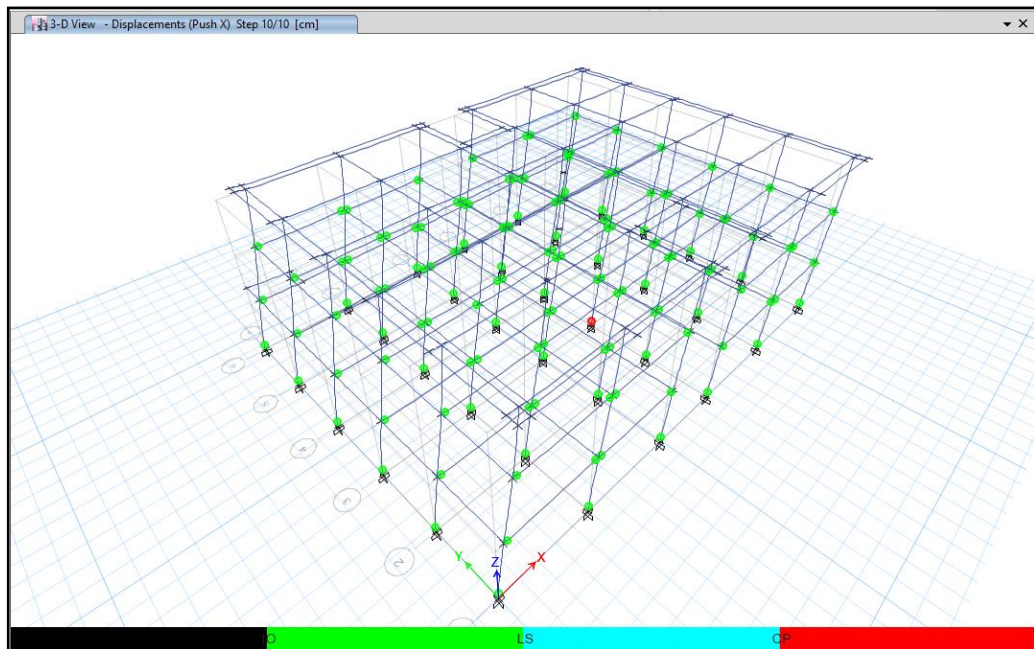
Fuente: Etabs 2016

Figura N° 97: Formación de rótulas sentido X, paso 5



Fuente: Etabs 2016

Figura N° 98: Formación de rótulas sentido X, paso 10



Fuente: Etabs 2016

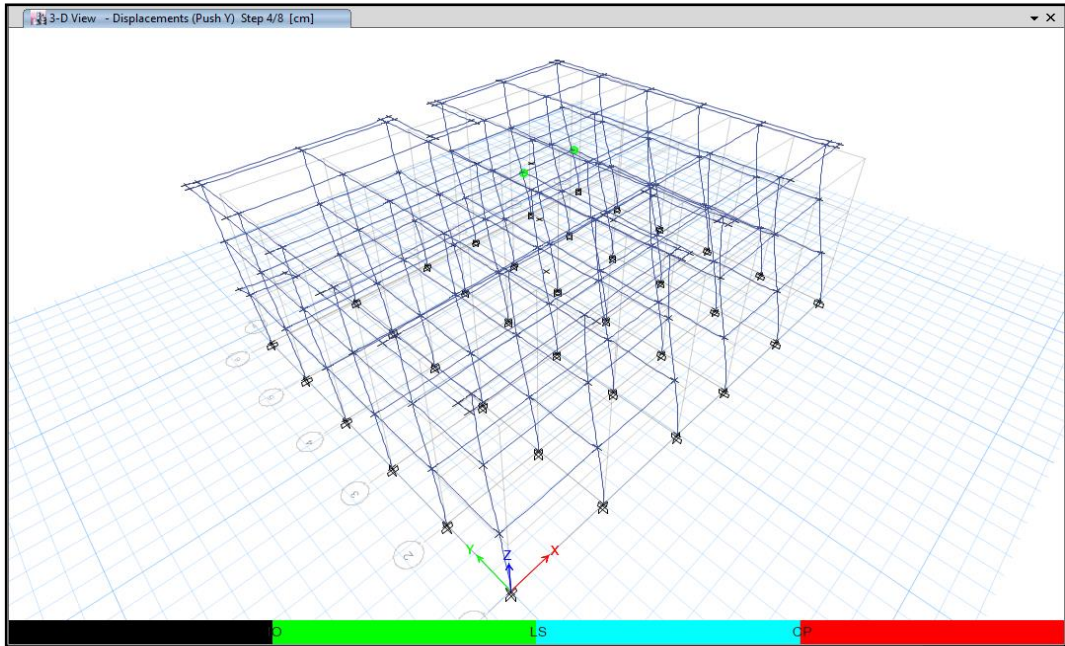
En el sentido X, la primera rótula se forma en la viga en un desplazamiento de 6.5453 cm con un cortante de 237.43 ton en un nivel de ocupación inmediata, En la columna se alcanza el nivel de prevención de colapso a los 11.3764 cm de desplazamiento y 269.70 ton de cortante, este punto es donde se representaría el punto de rendimiento de la estructura antes del colapso. El desplazamiento último es de 15.9735 cm con un cortante de 273.74 ton, donde no aparece ninguna otra rótula en columnas ni vigas más allá de la ocupación inmediata.

Tabla N° 72: Rótulas plásticas en sentido Y

Paso	Nivel de desempeño	Elemento	d (cm)	V (Ton)	
4	Ocupación inmediata	2 rótulas	-Vigas	6.8258	291.15
6	Ocupación inmediata	124 rótulas	-Vigas	12.8610	317.70
			-Columnas		
	Seguridad de vida	10 rótulas	-Columnas		
	Prevención de colapso	2 rótulas	-Columnas		
8	Ocupación inmediata	125 rótulas	-Vigas	12.8800	317.79
			-Columnas		
	Seguridad de vida	10 rótulas	-Columnas		
	Prevención de colapso	2 rótula	-Columnas		

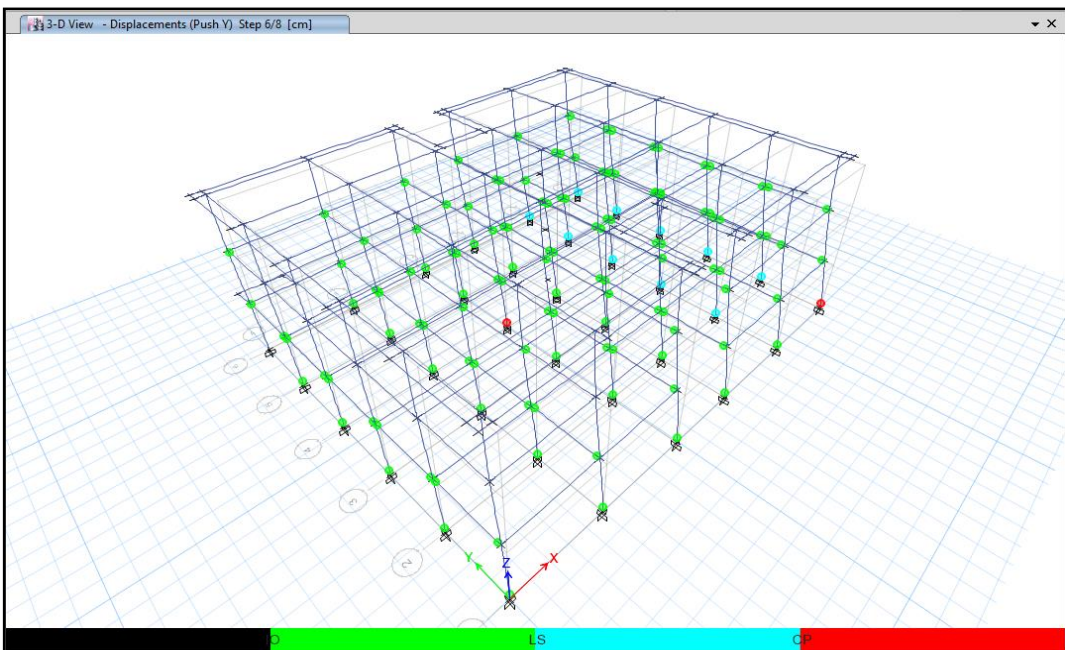
Fuente: Etabs 2016

Figura N° 99: Formación de rótulas sentido Y, paso 4



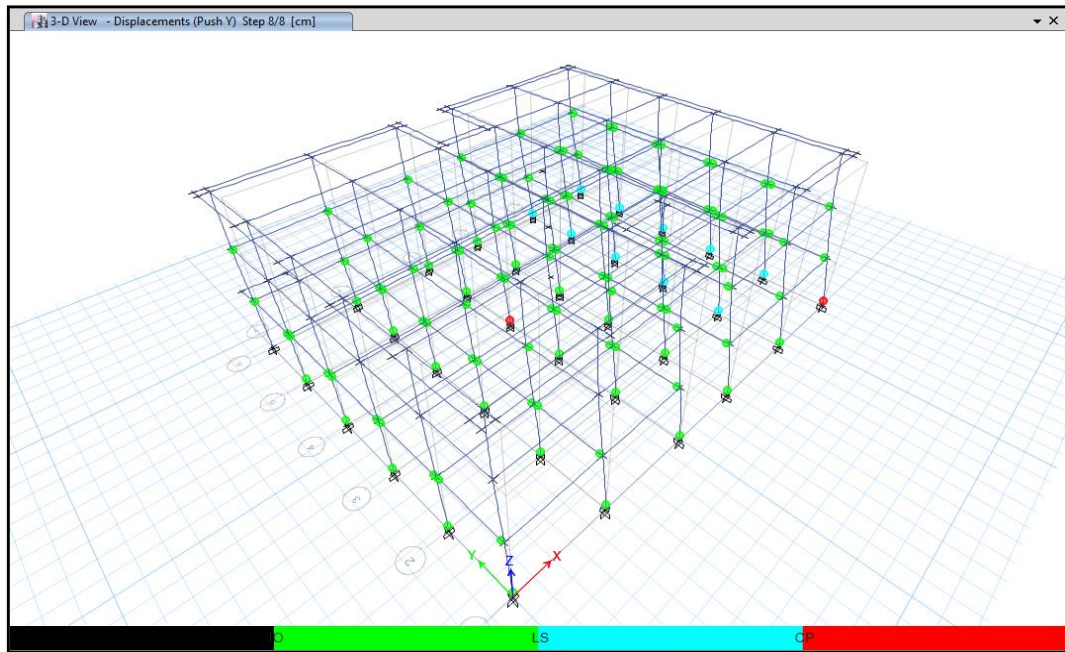
Fuente: Etabs 2016

Figura N° 100: Formación de rótulas sentido Y, paso 6



Fuente: Etabs 2016

Figura N° 101: Formación de rótulas sentido Y, paso 8



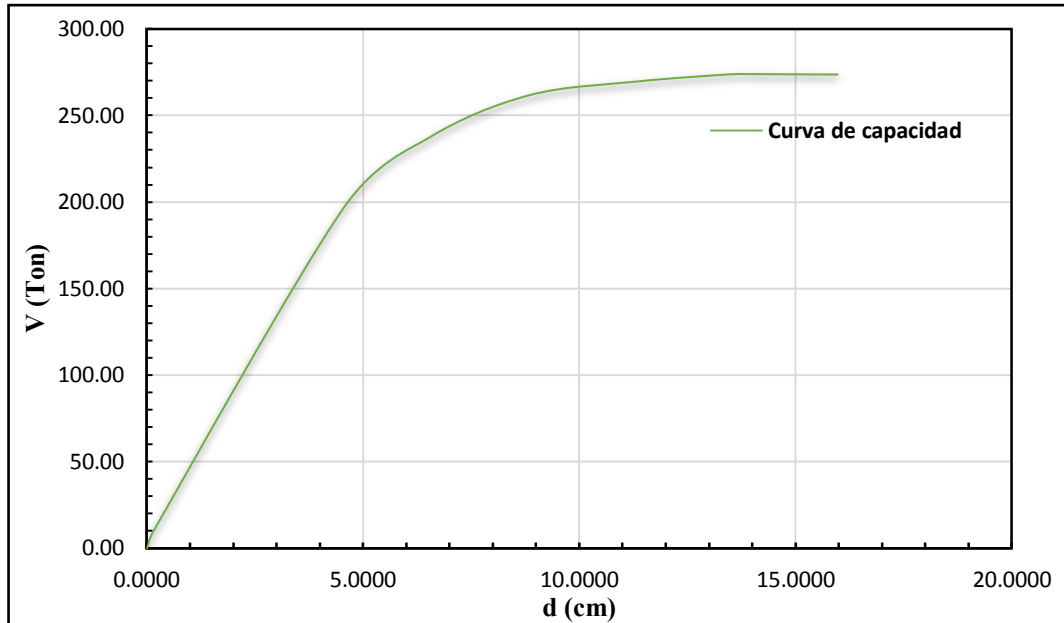
Fuente: Etabs 2016

Las primeras rótulas se forman en vigas en un desplazamiento de 6.8258 cm y un cortante de 291.15 ton en un nivel de ocupación inmediata, pasando a un nivel final de seguridad de vida en un desplazamiento de 12.8610 cm y 317.70 ton de cortante, apareciendo la primera rótula de prevención de colapso en la columna, siendo este el punto de rendimiento de la estructura antes del colapso, por último, el desplazamiento final de la estructura es de 12.8800 cm y cortante de 317.79 ton sin aparición de rótulas a nivel de prevención de colapso.

3.5.2. Curva de capacidad

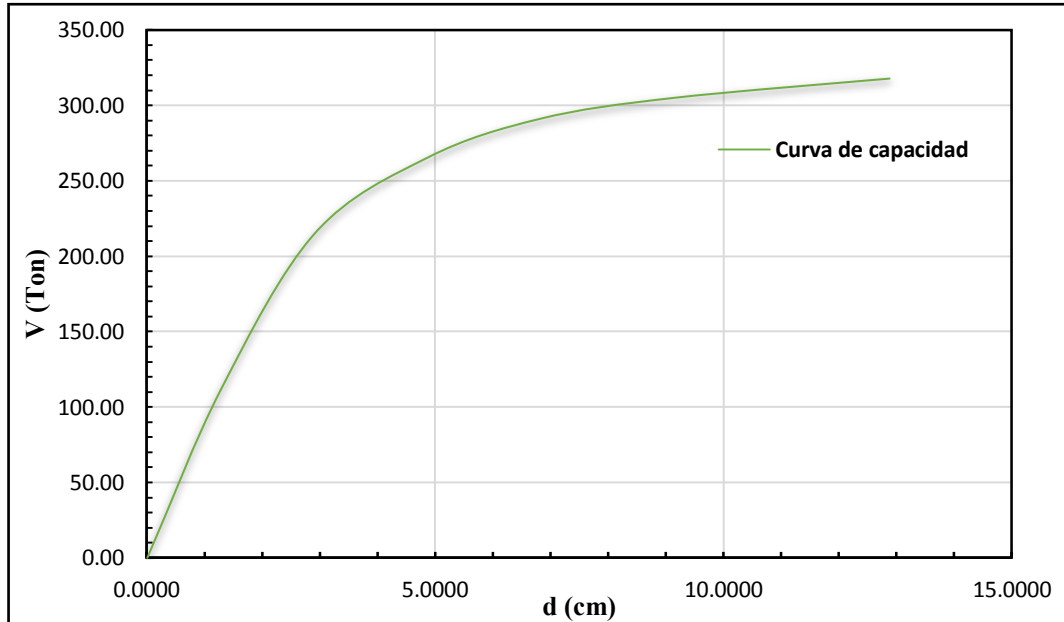
La obtención de la curva de capacidad de la estructura representa la capacidad de absorber fuerza lateral, a partir de esta curva y de la curva de demanda se puede obtener el punto de desempeño de la estructura.

Figura N° 102: Pushover sentido X



Fuente: Etabs 2016

Figura N° 103: Pushover sentido Y

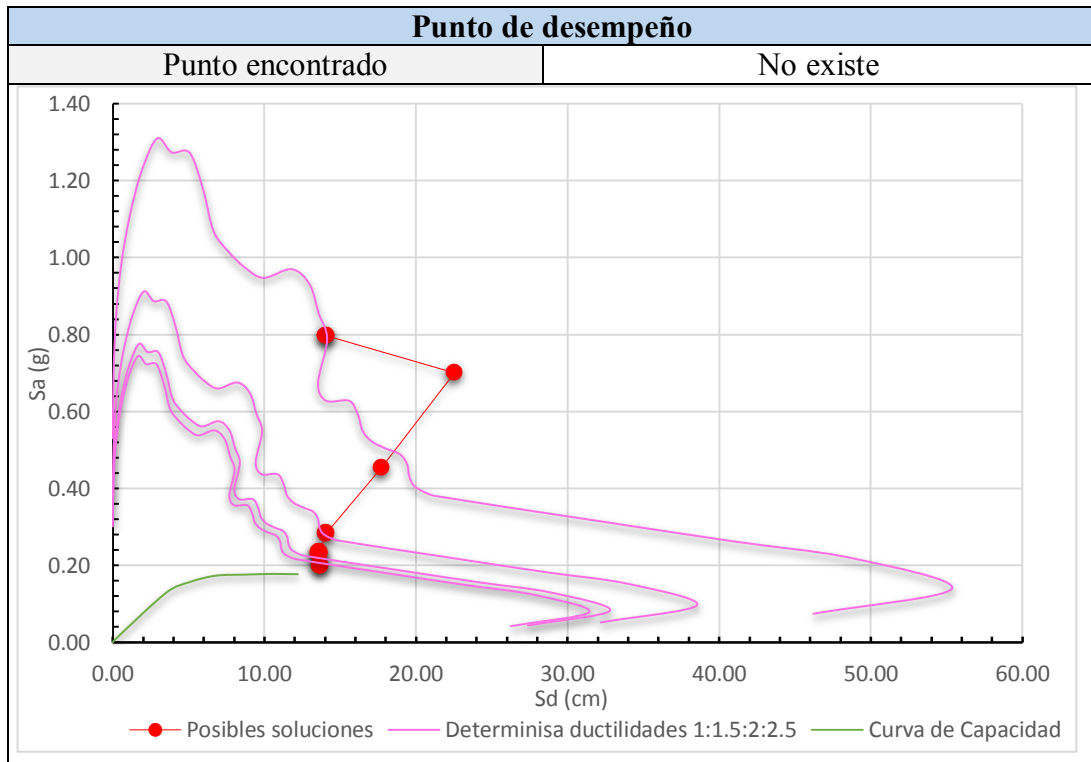


Fuente: Etabs 2016

3.5.3. Punto de desempeño

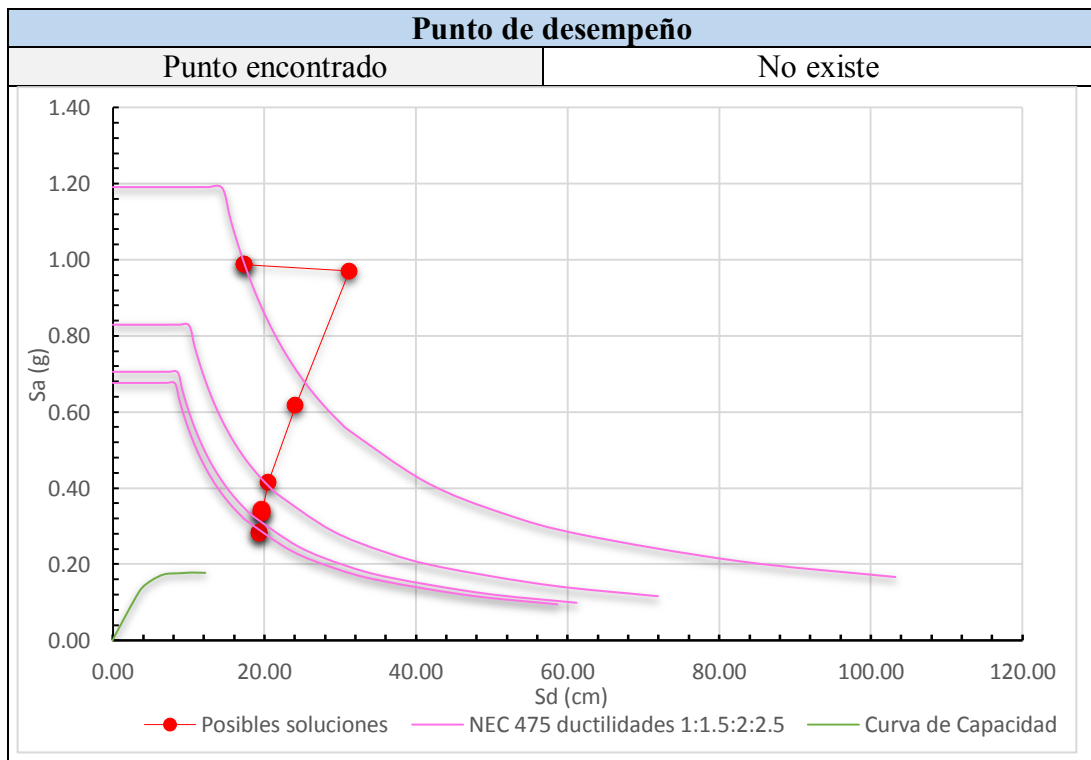
Se presentan los resultados para los espectros de la NEC con un periodo de retorno de 475 años y 2500 años y del espectro de respuesta determinista.

Figura N° 104: Punto de desempeño, espectro determinista, sentido X



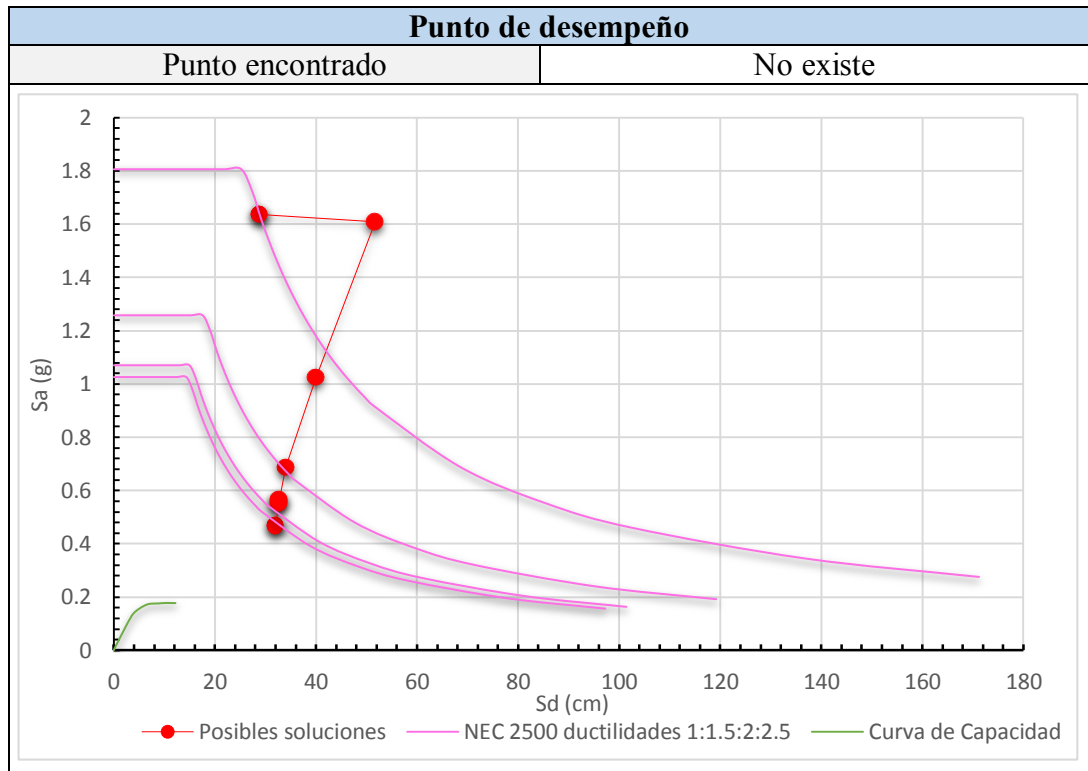
Fuente: Etabs 2016

Figura N° 105: Punto de desempeño, espectro NEC 2015, Tr=475 años, sentido X



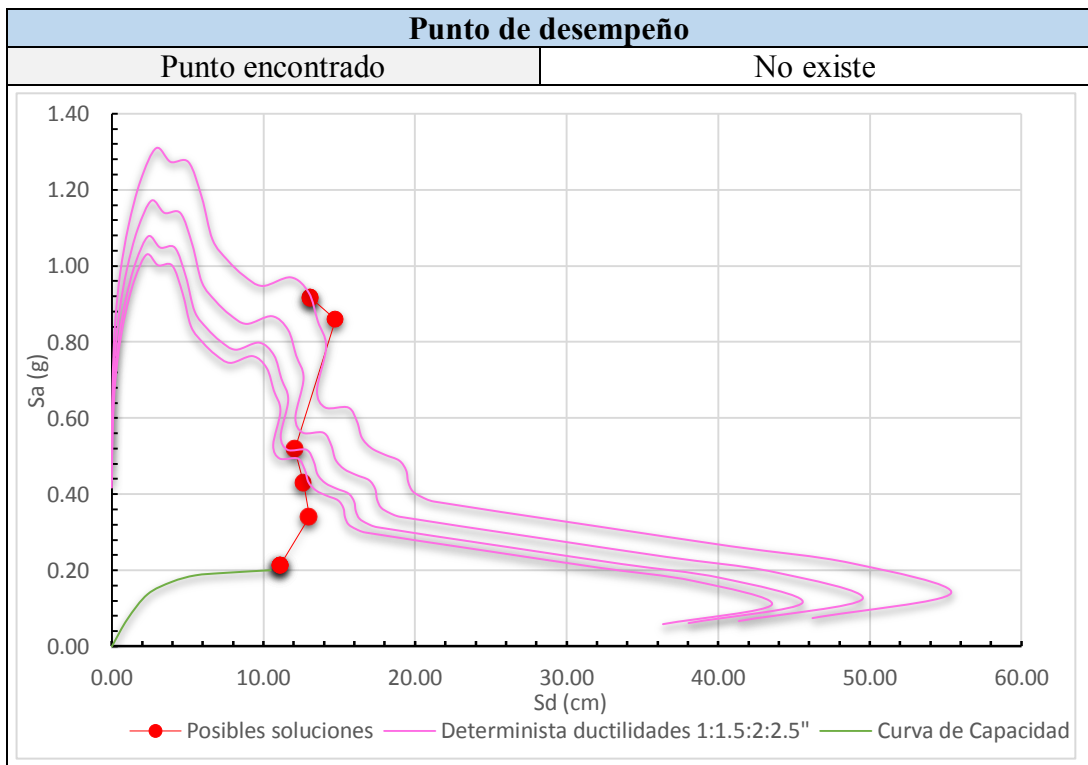
Fuente: Etabs 2016

Figura N° 106: Punto de desempeño, espectro NEC 2015, $T_r=2500$ años, sentido X



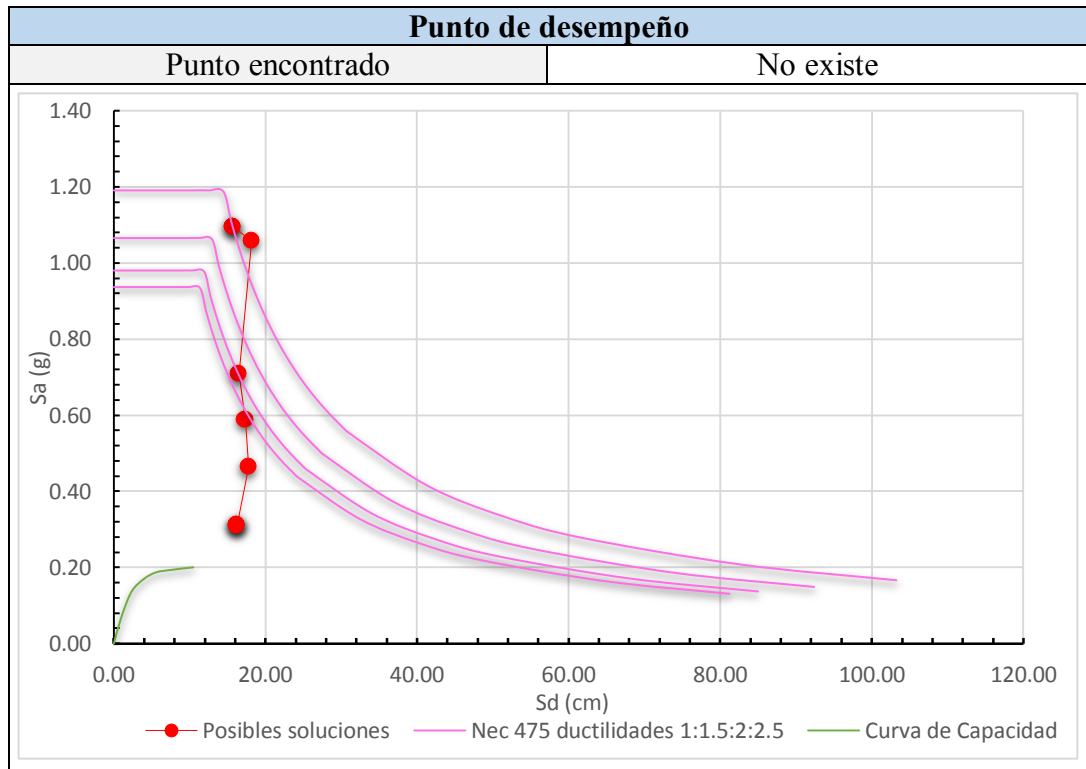
Fuente: Etabs 2016.

Figura N° 107: Punto de desempeño, espectro determinista, sentido Y



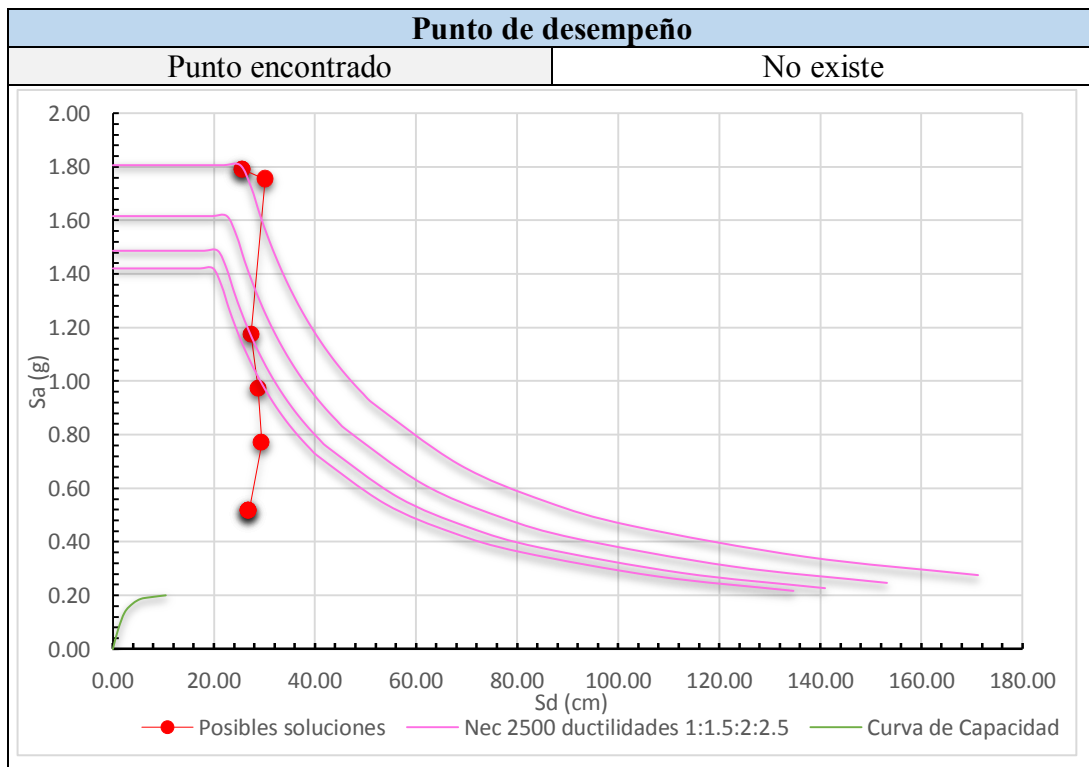
Fuente: Etabs 2016.

Figura N° 108: Punto de desempeño, espectro NEC 2015, Tr=475 años, sentido Y



Fuente: Etabs 2016

Figura N° 109: Punto de desempeño, espectro NEC 2015, Tr=2500 años, sentido Y



Fuente: Etabs 2016

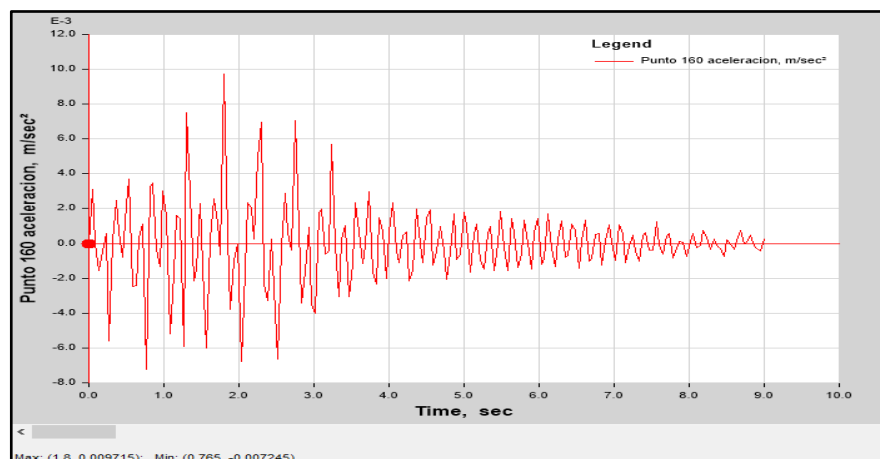
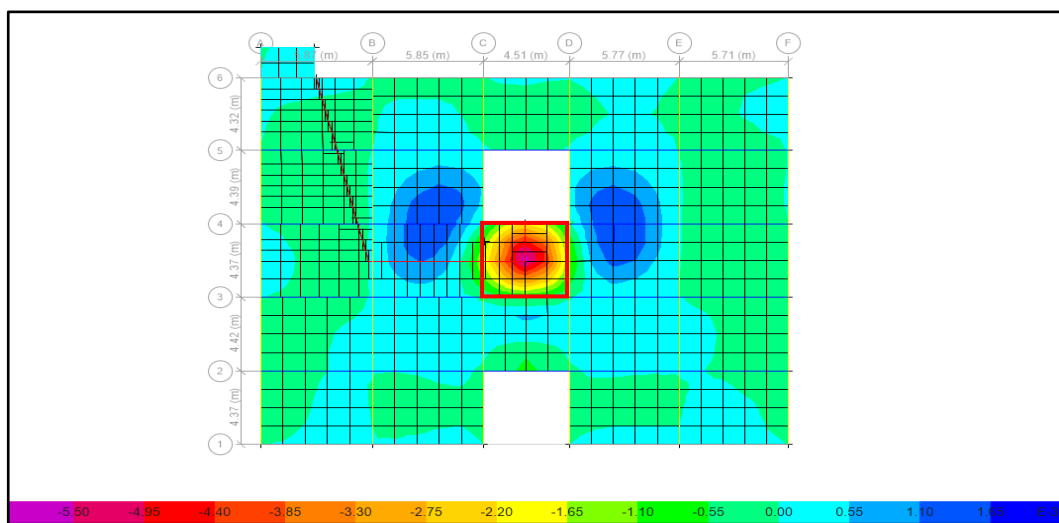
No existe un punto de desempeño en ninguno de los casos de demanda sísmica, eso es debido a que la demanda sísmica representado por los espectros de respuesta sobrepasa la capacidad de la estructura, es decir la estructura se encuentra sub-dimensionada y representaría el colapso para dichas solicitaciones de demanda, la representación bilineal no es necesaria ni factible debido a que no se puede graficar el punto de desempeño para estimar el nivel de daño que obtiene la estructura.

Es necesario recurrir a un reforzamiento para la estructura con el fin de cumplir con los criterios de aceptación de daño en la edificación descrita por las normas de construcción.

3.6. Vibraciones en estructuras por excitaciones al caminar

3.6.1. Aceleraciones máximas en entrepisos

Figura N° 110: Aceleraciones obtenidas en el tablero 1



Fuente: Etabs 2016

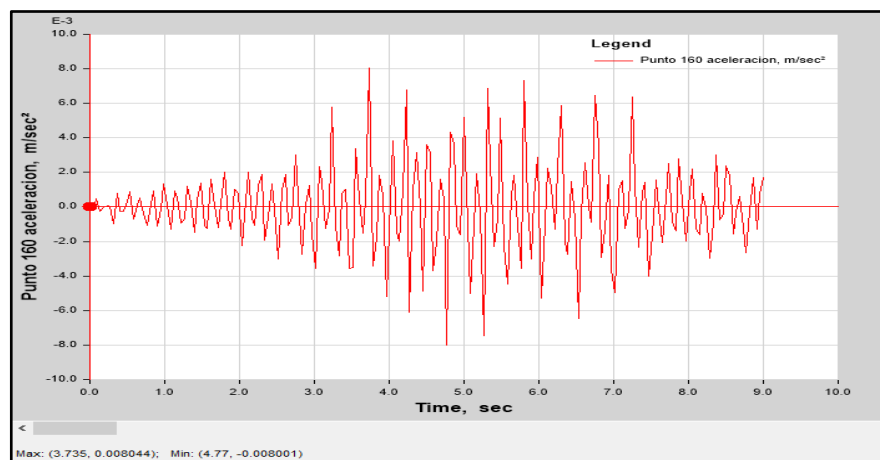
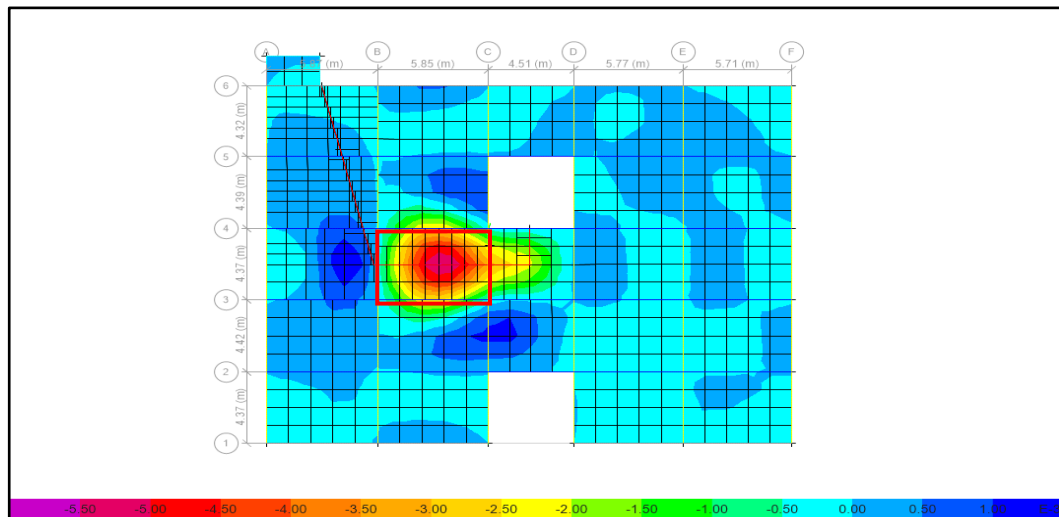
Tabla N° 73: Aceleraciones máximas en la estructura

Aceleración máxima m/s ²	0.009715
$\left(\frac{a_0}{g}\right) \%$	0.10
$\left(\frac{a_0}{g}\right) \%$	0.50

Fuente: Etabs 2016

La losa 1 no presenta problemas porque no excede el límite en la evaluación de vibraciones debido al acción del caminar de las personas.

Figura N° 111: Aceleraciones obtenidas en el tablero 2



Fuente: Etabs 2016

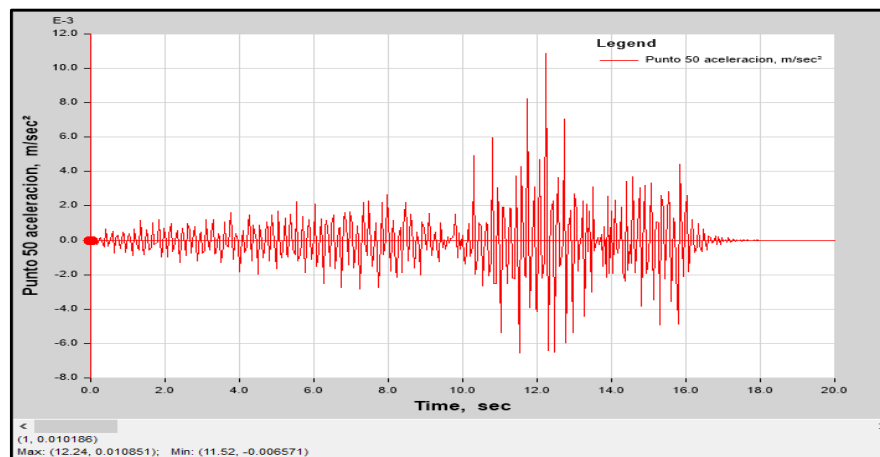
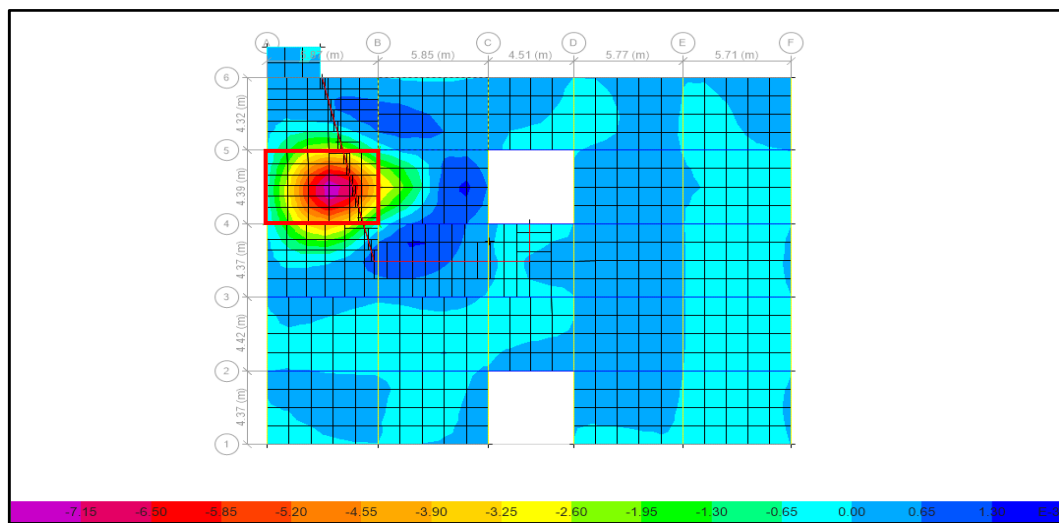
Tabla N° 74: Aceleraciones máximas en la estructura

Aceleración máxima m/s ²	0.008044
$\left(\frac{a_0}{g}\right)\%$	0.08
$\left(\frac{a_0}{g}\right)\%$	0.50

Fuente: Etabs 2016

No excede el límite permitido así que la losa 2 no presenta problemas de vibraciones.

Figura N° 112: Aceleraciones obtenidas en el tablero 3



Fuente: Etabs 2016

Tabla N° 75: Aceleraciones máximas en la estructura

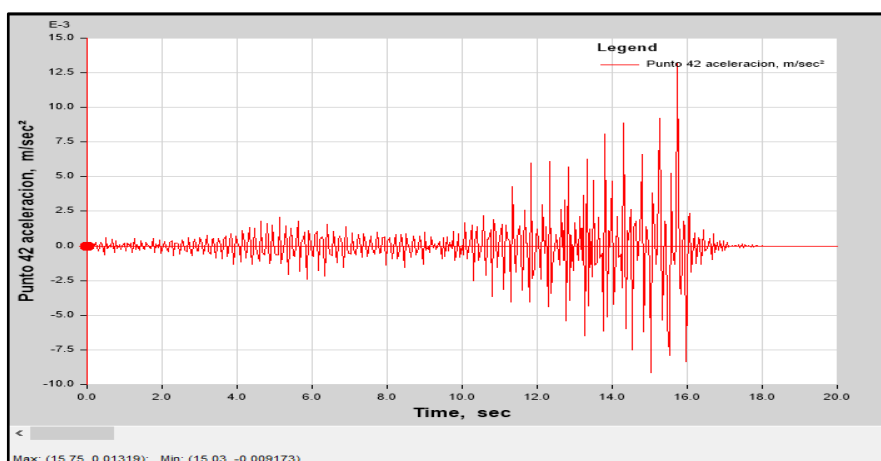
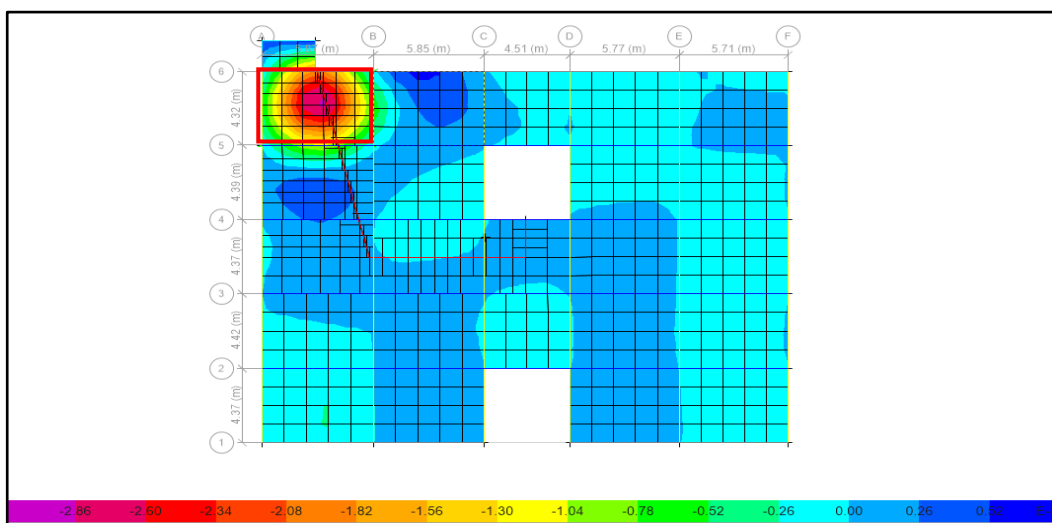
Aceleración máxima m/s ²	0.010851
$\left(\frac{a_0}{g}\right)\%$	0.11

$\left(\frac{a_o}{g}\right) \%$	0.50
---------------------------------	------

Fuente: Etabs 2016

El tablero 3 no excede el límite de la fracción de la aceleración por lo que tampoco presenta problemas de vibraciones.

Figura N° 113: Aceleraciones obtenidas en el tablero 4



Fuente: Etabs 2016

Tabla N° 76: Aceleraciones máximas en la estructura

Aceleración máxima m/s ²	0.01319
$\left(\frac{a_o}{g}\right) \%$	0.13
$\left(\frac{a_o}{g}\right) \%$	0.50

Fuente: Etabs 2016

El tablero 4 tampoco excede el límite permitido, las vibraciones no representan un problema para la estructura.

Ningún tablero excedió el límite permitido de aceleración de acuerdo al AISC, se debe a que las losas nervadas no suelen presentar este tipo de problemas porque su espesor es mayor comparado con las losas deck, en nuestro caso el espesor de la losa es de 25 cm, un espesor considerablemente alto para que se tenga problemas de vibraciones.

Como se mencionó anteriormente, el sendero marcado en la losa de la estructura es un camino típico que los estudiantes recorren, desde el ingreso por las gradas hasta el aula de clases, por lo que si se dibuja otro sendero para ingresar a las demás aulas se tendría un camino similar, por esta razón se obvió marcar nuevos senderos ya que la respuesta sería similar a las obtenidas por el sendero seleccionado.

3.7. Propuesta de reforzamiento estructural

Se ha establecido que la estructura requiere de un reforzamiento para el cumplimiento de las normas, dicho reforzamiento se lo ha realizado bajo criterios donde la seguridad estructural es más importante que la estética del edificio, aunque existen reforzamientos donde no afectan considerablemente la arquitectura del edificio, el costo por construcción, materiales o mano de obra resulta elevado para una edificación. En este caso el reforzamiento planteado afecta considerablemente la fachada del edificio, pero fue el más factible puesto que cumple con los requisitos normativos y el costo en materiales empleados son menores comparados con otros métodos de reforzamiento como el FRP.

Con el reforzamiento planteado se vuelve a verificar los análisis realizados con la estructura no reforzada, para verificar si el reforzamiento planteado es el adecuado y cumple con los requisitos normativos. Ciertas definiciones y cálculos se obviarán puesto que ya se han realizado con anterioridad por lo que solo se mostrarán resultados.

❖ Reforzamiento para resistencia última y rigidez

Se incorporaron cruces de San Andrés a la estructura de forma que actúa como un sistema dual, con el fin de rigidizar a la estructura. Las cruces se conectan en los nudos existentes mientras sea posible fuera del plano de marcos como se muestra en la siguiente figura.

Figura N° 114: Cruces de San Andrés en marcos exteriores



Fuente: Dirección de investigación CENAPRED, Metodología para la evaluación de seguridad estructural de edificios

Se ha escogido el perfil para los contravientos de tal manera que sea capaz de controlar los desplazamientos excesivos en la estructura, el perfil seleccionado se muestra a continuación.

Tabla N° 77: Perfil de acero para las cruces de San Andrés

Dimensiones				
Perfil	Acero	Área (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)
HEB 100	A36	26.00	450.00	167.00
Ubicación				
Nivel N:+3.60	Ejes: A (2-3, 4-5), F (2-3, 4-5), 6 (B-C, D-E), 1 (B-C, D-E)			
Nivel N:+7.20	Ejes: A (2-3, 4-5), F (2-3, 4-5), 6 (B-C, D-E), 1 (B-C, D-E)			
Nivel N:+10.80	Ejes: A (2-3, 4-5), F (2-3, 4-5), 6 (B-C, D-E), 1 (B-C, D-E)			

Fuente: Bryan Bedón

❖ **Reforzamiento para elementos estructurales**

Elementos como vigas y columnas fueron reforzados para resistir las cargas de demanda, el reforzamiento aplicado para estos elementos es el encamisado de acero utilizando ángulos y platinas, a continuación, se muestran las secciones de los perfiles utilizados para el reforzamiento de vigas y columnas.

Tabla N° 78: Datos de columnas reforzadas

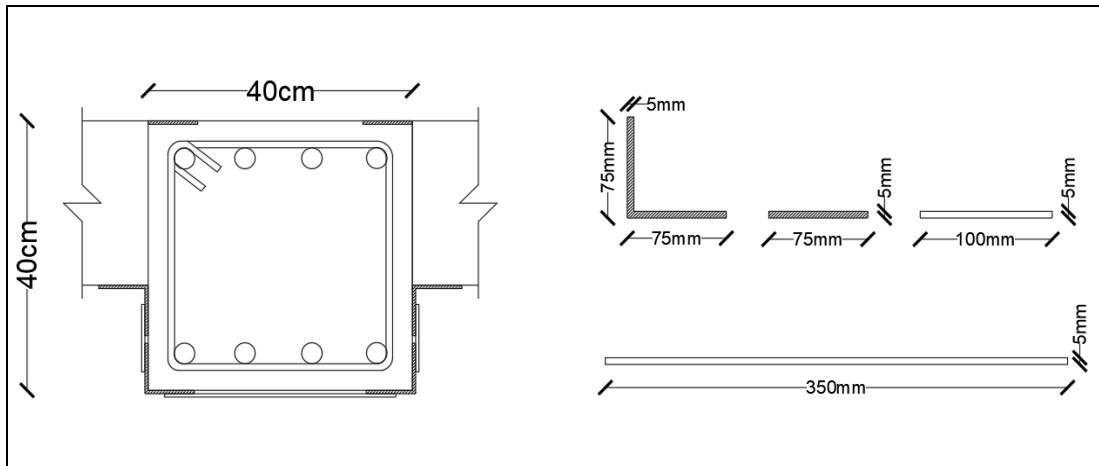
Dimensiones					
<p>The diagram shows a square column section with side length 40cm. It features a diamond-shaped reinforcement pattern with four corner bars. To the right, two reinforcement profiles are detailed: an L-shaped angle with 125mm legs and a flat bar with a 125mm width and 350mm length. Both profiles have a thickness of 5mm.</p>					
Identificación del elemento	Perfil	Acero	Área (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)
C1 reforzada	Ángulo L 125x5	A36	12.25	191.71	191.71
	Platina 100x350x5	A36	17.50	0.36	1786.46
Ubicación					
Nivel N:+3.60	Ejes: A2, A3, A4, A5, F2, F3, F4, F5, B6, C6, D6, E6, B1, C1, D1, E1				
Dimensiones					
<p>The diagram shows a square column section with side length 40cm. It features a diamond-shaped reinforcement pattern with four corner bars. To the right, two reinforcement profiles are detailed: an L-shaped angle with 75mm legs and a flat bar with a 75mm width and 350mm length. Both profiles have a thickness of 5mm.</p>					

Identificación del elemento	Perfil	Acero	Área (cm ²)	Ix (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)
C1 reforzada 2	Ángulo L 75x5	A36	7.25	39.83	39.83
	Platina 100x350x5	A36	17.50	0.36	1786.46
Ubicación					
Nivel N:+3.60	Ejes: A1, A6, B2, B3, B4, B5, C2, C3, C4, C5, D2, D3, D4, D5, E2, E3, E4, E5, F1, F6				
Nivel N:+7.20	Ejes: En todos los ejes del nivel				
Nivel N:+10.80	Ejes: En todos los ejes del nivel				

Fuente: Bryan Bedón

Tabla N° 79: Datos de vigas reforzadas

Dimensiones					
Identificación del elemento	Perfil	Acero	Área (cm ²)	Ix (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)
V1 reforzada	Ángulo L 75x5	A36	7.25	39.83	39.83
	Platina 125x6	A36	7.50	0.225	97.66
	Platina 50x100x5	A36	5.00	0.100	41.67
	Platina 50x350x5	A36	17.50	0.360	1786.46
Ubicación					
Nivel N:+3.60	Ejes: 2, 3, 4, 5				
Nivel N:+7.20	Ejes: 2, 3, 4, 5				
Dimensiones					

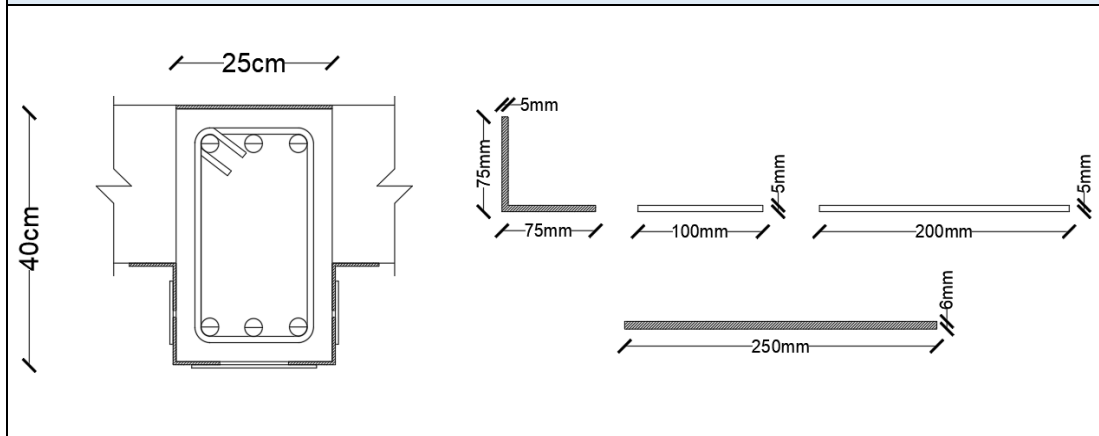


Identificación del elemento	Perfil	Acero	Área (cm ²)	Ix (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)
V1 reforzada 2	Ángulo L 75x5	A36	7.25	39.83	39.83
	Platina 75x5	A36	3.75	0.078	17.58
	Platina 50x100x5	A36	5.00	0.100	41.67
	Platina 50x350x5	A36	17.50	0.360	1786.46

Ubicación

Nivel N:+3.60	Ejes: A, B, C, D, E, F
Nivel N:+7.20	Ejes: A, B, C, D, E, F
Nivel N:+10.80	Ejes: 2, 3, 4, 5

Dimensiones



Identificación del elemento	Perfil	Acero	Área (cm ²)	Ix (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)
V2 reforzada	L 75x5	A36	7.25	39.83	39.83
	Platina 250x6	A36	15.00	0.27	781.25
	Platina 50x100x5	A36	5.00	0.100	41.67
	Platina 50x200x5	A36	10.00	0.210	333.33

Ubicación

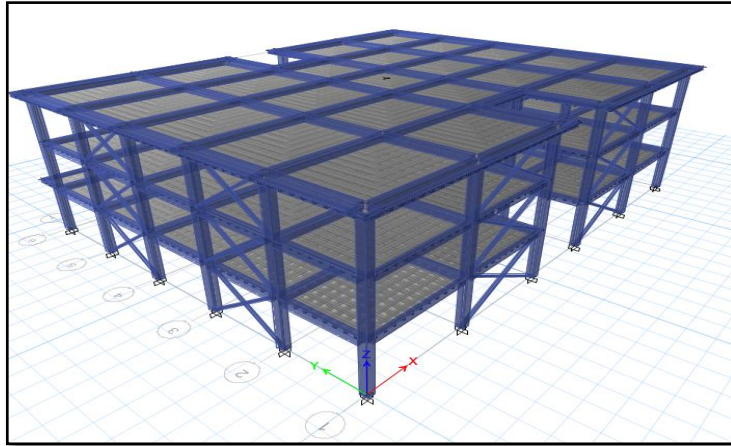
Nivel N:+3.60	Ejes: 1, 6
Nivel N:+7.20	Ejes: 1, 6
Nivel N:+10.80	Ejes: 1, 6

Fuente: Bryan Bedón

3.7.1 Análisis dinámico espectral

El procedimiento para llevar cada análisis es el mismo. Se verifica si el reforzamiento es el adecuado para el cumplimiento de las normas.

Figura N° 115: Modelado de la estructura reforzada



Fuente: Etabs 2016

3.7.2. Periodo fundamental de vibración

Como se incorporó las cruces de San Andrés, los valores C_t y α que dependen del sistema estructural cambian, tomando los valores de sistemas duales con diagonales rigidizaras.

Tabla N° 80: Coeficientes que depende del sistema estructural

C_t	α
0.055	0.75

Fuente: Bryan Bedón

$$T_a 1 = C_t * h n^\alpha$$

$$T_a 2(modal) \leq 1.3(T_a 1)$$

Tabla N° 81: Periodos de vibración

$T_a 1$ (s)	$1.3 \times T_a 1$ (s)	$T_a 2$ (s)
0.328	0.426	0.422
$T_a 2 \leq 1.3(T_a 1)$	OK	

Fuente: Etabs 2016

Como se observa, el periodo T_2 no excede en un 30% al periodo T_1 , la estructura cumple con la norma NEC.

El recalcu del coeficiente del cortante basal C y el factor de distribución de fuerzas k , se obtiene con las mismas ecuaciones de la NEC.

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{para } T > T_c$$

$$S_a = Z F_a \left[1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_0} \right] \quad \text{para } T \leq T_0$$

$$C = \frac{I * S_a}{R * \phi_p * \phi_e}$$

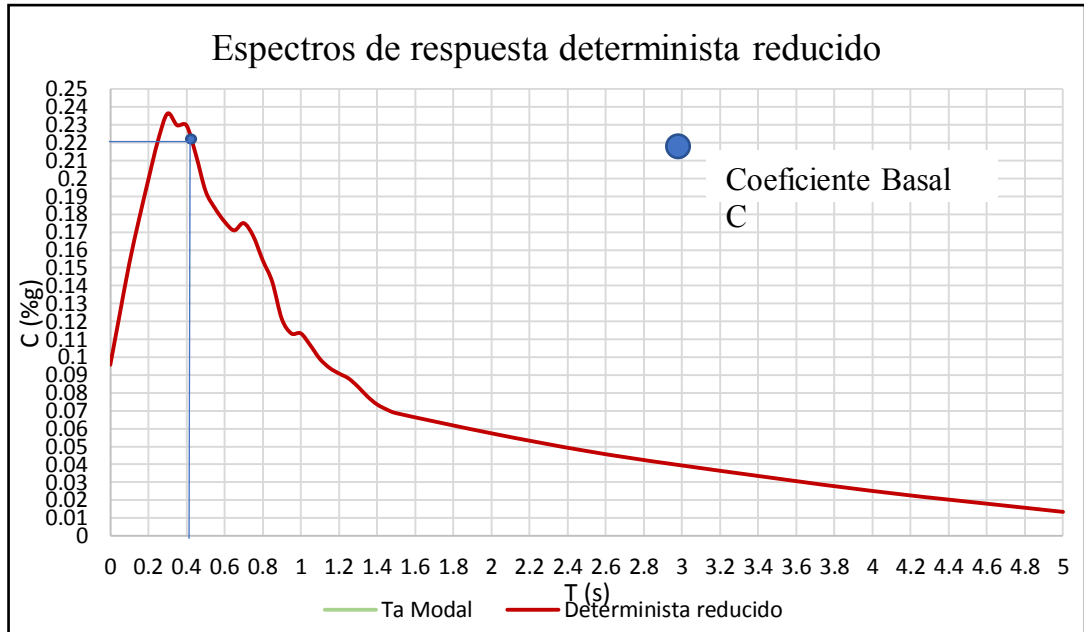
$$T \leq 0.5 \gg k = 1$$

$$0.5 < T \leq 2.5 \gg k = 0.75 + 0.50T$$

$$T > 2.5 \gg k = 2$$

Y para el espectro determinista, se utiliza la curva del espectro reducido para la obtención del coeficiente de cortante basal C .

Figura N° 116: Coeficiente basal del espectro determinista



Fuente: Bryan Bedón

Tabla N° 82: Recalculo del coeficiente de cortante basal y factor de distribución de fuerzas

Espectro NEC 2015, Tr=475 años	Espectro Determinista
C (%g)	C (%g)
0.2149	0.2210
k	
1.000	

Fuente: Bryan Bedón

3.7.3. Participación de la masa modal

$$\%Torsion = \frac{Rz}{\max(Ux; Uy)} \leq 30\%$$

Tabla N° 83: Valores de Desplazamiento.

Modo	UX	UY	RZ	Torsión (%)	
1	0.8783	0.0000	0.0002	0.02	Sin torsión
2	0.0000	0.8761	0.0000	0.00	Sin torsión
3	0.0002	0.0000	0.8792	439650.00	Torsión

Fuente: Etabs 2016.

La estructura no presenta problemas de torsión en los dos primeros modos de vibración fundamentales, y como se espera el tercer modo de vibración es torsional.

3.7.4. Acumulación de la masa modal

Tabla N° 84: Participación de la masa modal

Modo de vibración	Sum UX	Sum UY
1	0.8783	0.0000
2	0.8783	0.8762
3	0.8784	0.8762
4	0.9815	0.8762
5	0.9815	0.9820
6	0.9815	0.9820
7	1.0000	0.9820
8	1.0000	1.0000
9	1.0000	1.0000

Fuente: Etabs 2016

Se ha logrado acumular el 90% de la masa en el cuarto modo de vibración para el sentido X y en el quinto modo de vibración para el sentido Y.

3.7.5. Cortante estático vs cortante dinámico

Tabla N° 85: Cortante estático vs cortante dinámico

Espectro de respuesta NEC 2015							
Estático Sx (Ton)	Dinámico X (Ton)	X/Sx (%)	Cumple	Estático Sy (Ton)	Dinámico Y (Ton)	Y/Sy (%)	Cumple
392.28	347.24	88.52		392.28	346.53	88.34	
Espectro de respuesta determinista							
Estático Sx (Ton)	Dinámico X (Ton)	X/Sx (%)	Cumple	Estático Sy (Ton)	Dinámico Y (Ton)	Y/Sy (%)	Cumple
403.41	358.16	88.78		403.41	359.15	89.03	

Fuente: Etabs 2016

La estructura cumple en todos los casos.

3.7.6. Derivas de piso

Tabla N° 86: Deriva estática del espectro de respuesta NEC 2015, Tr = 475 años

Espectro de respuesta NEC 2015		
Deriva estática en sentido X		
Nivel	Deriva Elástica	Deriva Inelástica (%)

N+3.60	0.001528	0.92	Cumple
N+7.20	0.001609	0.97	Cumple
N+10.80	0.001000	0.60	Cumple
Deriva estática en sentido Y			
Nivel	Deriva Elástica	Deriva Inelástica (%)	
N+3.60	0.001535	0.92	Cumple
N+7.20	0.001624	0.97	Cumple
N+10.80	0.001050	0.63	Cumple

Fuente: Etabs 2016

Tabla N° 87: Deriva dinámica del espectro de respuesta NEC 2015, $T_r=475$ años

Espectro de respuesta NEC 2015			
Deriva dinámica en sentido X			
Nivel	Deriva Elástica	Deriva Inelástica (%)	
N+3.60	0.001354	0.81	Cumple
N+7.20	0.001412	0.85	Cumple
N+10.80	0.000854	0.51	Cumple
Deriva dinámica en sentido Y			
Nivel	Deriva Elástica	Deriva Inelástica (%)	
N+3.60	0.001352	0.81	Cumple
N+7.20	0.001410	0.85	Cumple
N+10.80	0.000893	0.54	Cumple

Fuente: Etabs 2016

Tabla N° 88: Deriva estática del espectro determinista

Espectro de respuesta determinista			
Deriva estática en sentido X			
Nivel	Deriva Elástica	Deriva Inelástica (%)	
N+3.60	0.001566	0.94	Cumple
N+7.20	0.001655	0.99	Cumple
N+10.80	0.001026	0.62	Cumple
Deriva estática en sentido Y			
Nivel	Deriva Elástica (Sy)	Deriva Inelástica	
N+3.60	0.001576	0.95	Cumple
N+7.20	0.001666	1.00	Cumple
N+10.80	0.001078	0.65	Cumple

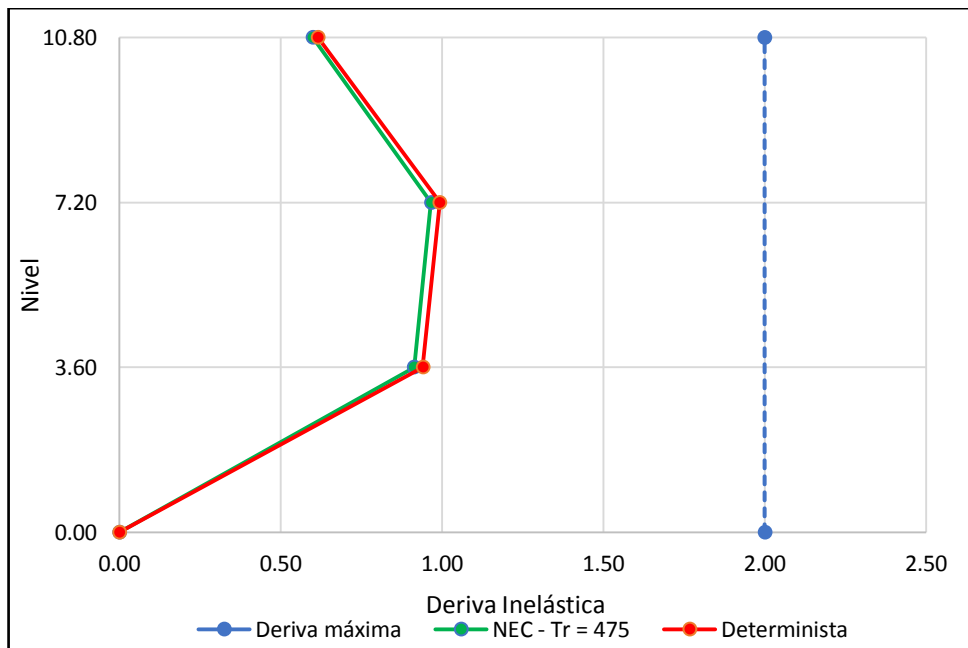
Fuente: Etabs 2016

Tabla N° 89: Deriva dinámica del espectro determinista

Espectro de respuesta determinista			
Deriva dinámica en sentido X			
Nivel	Deriva Elástica	Deriva Inelástica (%)	
N+3.60	0.001395	0.84	Cumple
N+7.20	0.001454	0.87	Cumple
N+10.80	0.000872	0.52	Cumple
Deriva dinámica en sentido Y			
Nivel	Deriva Elástica	Deriva Inelástica (%)	
N+3.60	0.001401	0.84	Cumple
N+7.20	0.001462	0.88	Cumple
N+10.80	0.000919	0.55	Cumple

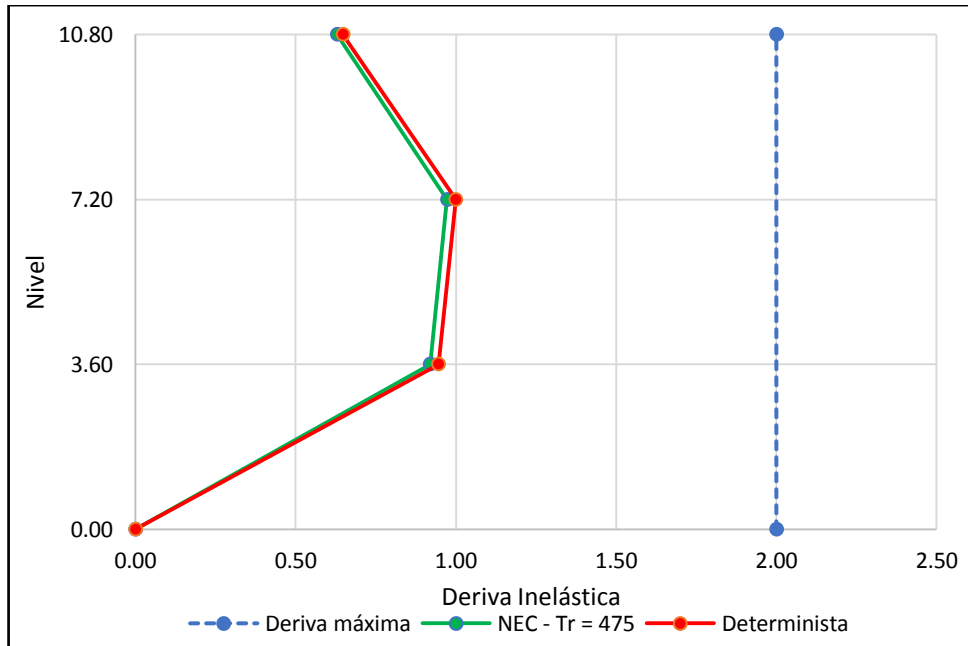
Fuente: Etabs 2016

Figura N° 117: Deriva inelástica estática en sentido X



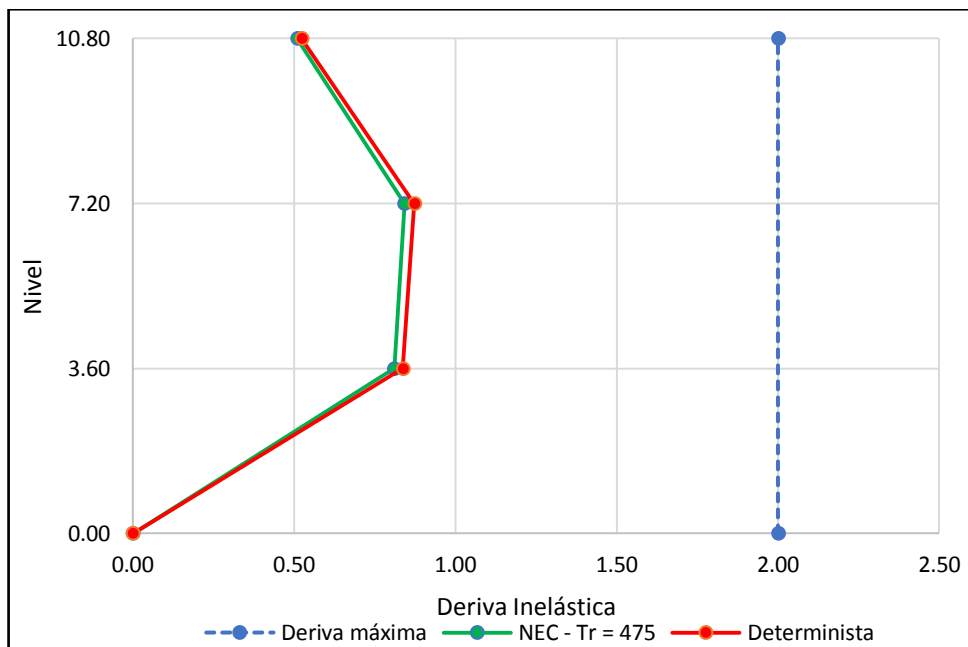
Fuente: Etabs 2016

Figura N° 118: Deriva inelástica estática en sentido Y



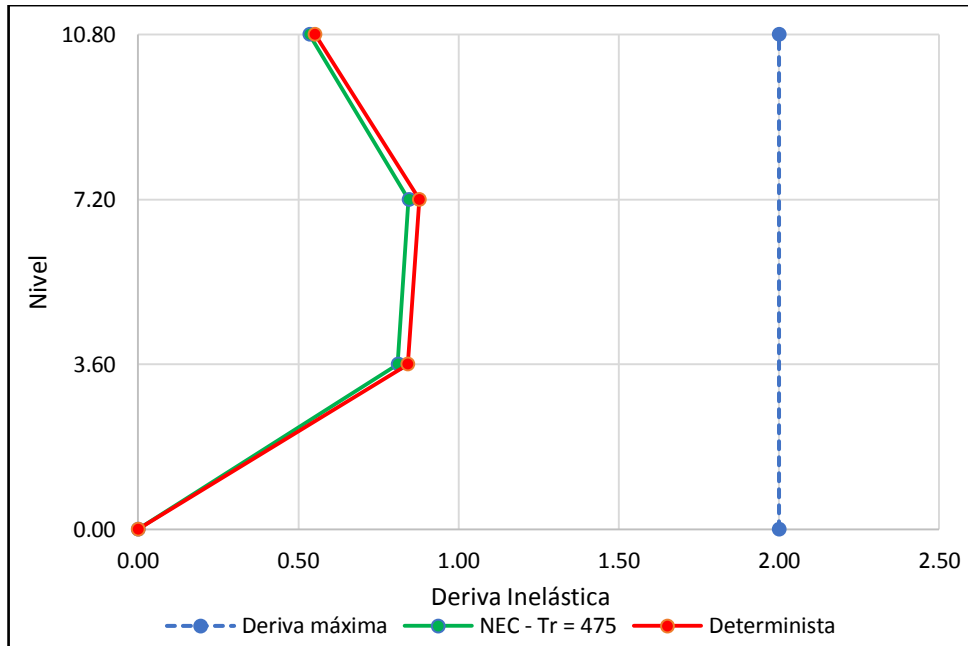
Fuente: Etabs 2016

Figura N° 119: Deriva inelástica dinámica en sentido X



Fuente: Etabs 2016

Figura N° 120: Deriva inelástica dinámica en sentido Y



Fuente: Etabs 2016

La estructura presenta derivas menores al 2% en los sentidos X e Y, por lo que cumple con los requisitos de la NEC 2015. En este caso los máximos desplazamientos son obtenidos por el espectro determinista estático en el nivel N+7.20m de la estructura, en sentido Y, donde la deriva es del 1.00%.

3.7.7. Análisis de los elementos estructurales

El análisis de los elementos estructurales se realiza para el espectro determinista debido a que es la situación más desfavorable para la estructura.

3.7.7.1. Análisis en vigas

Para poder analizar las vigas reforzadas, es necesario conocer la resistencia de la viga reforzada, para esto se utilizó el diagrama momento-curvatura ($M-\phi$) donde se puede determinar el momento de fluencia M_y de cada sección, que representa el momento resistente de la viga ϕM_n . Se analiza cada sección únicamente con los aceros y perfiles de reforzamiento que están trabajando a flexión.

Los análisis se realizan para cada nivel de la estructura con el tramo de vigas más críticas. Para el chequeo a corte se utilizará la misma resistencia de la viga sin reforzar, porque la viga no presentó problemas por corte, aunque se han colocado platinas cada

30 cm ($St=30\text{cm}$) que aumentan el cortante de la viga, estas solo se han colocado por necesidades constructivas.

Tabla N° 90: Datos de la viga V1 reforzada

Datos de Viga V1 reforzada		Perfiles usados para el reforzamiento	
b (cm)	40.00	Acero	A36
h (cm)	40.00	f_y (kg/cm ²)	2530
f_c (kg/cm ²)	250.00	Platina 125x6	
f_y (kg/cm ²)	4200.00	Área (cm ²)	7.50
Recubrimiento (cm)	3.00	Ángulo L 75x5	
d (cm)	37.00	Área (cm ²)	7.25
As(-) Tramo Izquierdo (cm ²)	6.16	Platina 50x100x5	
As(+) Tramo Central (cm ²)	6.16	Área (cm ²)	5.00
As(-) Tramo Derecho (cm ²)	6.16	St (cm)	30.00
fi estribo (mm)	10.00	Platina 50x350x5	
S (cm)	10.00	Área (cm ²)	17.50
Av (cm ²)	1.57	St (cm)	30.00

Fuente: Bryan Bedón

Tabla N° 91: Datos de la viga V1 reforzada 2

Datos de Viga V1 reforzada 2		Perfiles usados para el reforzamiento	
b (cm)	40.00	Acero	A36
h (cm)	40.00	f_y (kg/cm ²)	2530
f_c (kg/cm ²)	250.00	Platina 75x5	
f_y (kg/cm ²)	4200.00	Área (cm ²)	3.75
Recubrimiento (cm)	3.00	Ángulo L 75x5	
d (cm)	37.00	Área (cm ²)	7.25
As(-) Tramo Izquierdo (cm ²)	6.16	Platina 50x100x5	
As(+) Tramo Central (cm ²)	6.16	Área (cm ²)	5.00
As(-) Tramo Derecho (cm ²)	6.16	St (cm)	30.00
fi estribo (mm)	10.00	Platina 50x350x5	
S (cm)	10.00	Área (cm ²)	17.50
Av (cm ²)	1.57	St (cm)	30.00

Fuente: Bryan Bedón

Tabla N° 92: Datos de la viga V2 reforzada

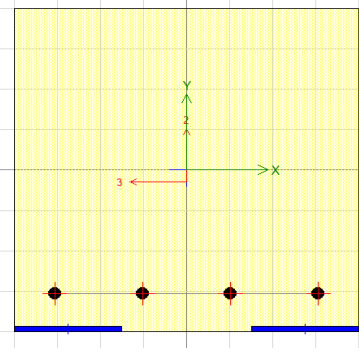
Datos de Viga V2 reforzada		Perfiles usados para el reforzamiento	
b (cm)	25.00	Acero	A36
h (cm)	40.00	fy (kg/cm ²)	2530
f'c (kg/cm ²)	250.00	Platina 250x6	
fy (kg/cm ²)	4200.00	Área (cm ²)	15.00
Recubrimiento (cm)	3.00	Ángulo L 75x5	
d (cm)	37.00	Área (cm ²)	7.25
As(-) Tramo Izquierdo (cm ²)	3.39	Platina 50x100x5	
As(+) Tramo Central (cm ²)	3.39	Área (cm ²)	5.00
As(-) Tramo Derecho (cm ²)	3.39	St (cm)	30.00
f _i estribo (mm)	10.00	Platina 50x200x5	
S (cm)	10.00	Área (cm ²)	10.00
Av (cm ²)	1.57	St (cm)	30.00

Fuente: Bryan Bedón

3.7.7.1.1. Análisis a flexión

Se realiza el análisis únicamente para los aceros que resisten los esfuerzos de tracción, el momento negativo se encuentra en la parte superior de la viga, para analizar la viga se ha modelado de forma inversa para representar que el acero y el perfil de refuerzo se encuentran a flexión, como se muestra en la siguiente tabla

Tabla N° 93: Momento de fluencia en viga V1 reforzada para momento negativo

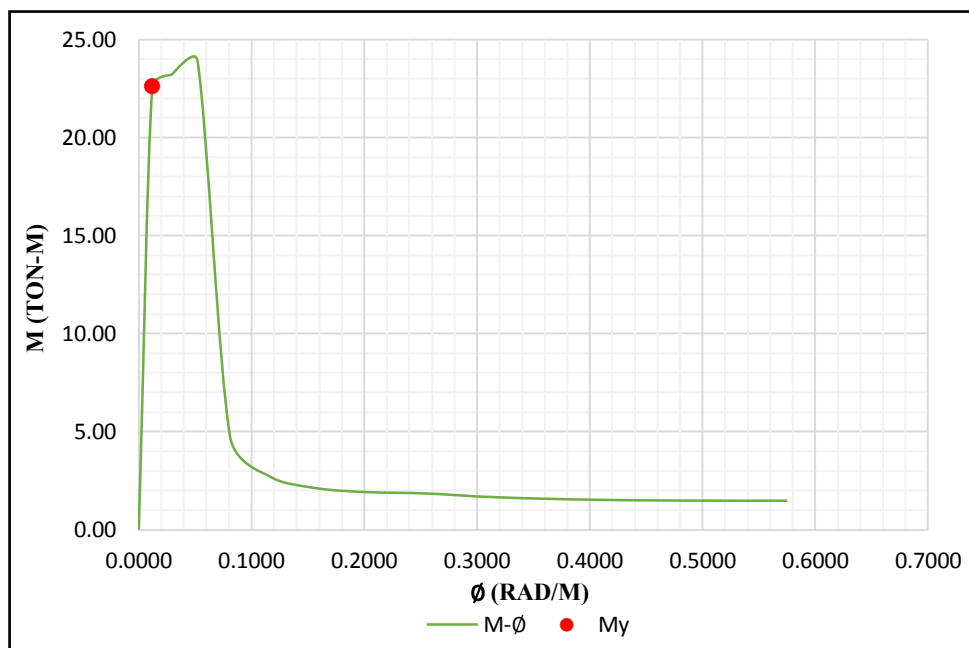


Punto	Momento (M) ton-m	Curvatura (ϕ) rad/m
1	0.00	0.0000
My	22.58	0.0120
3	23.20	0.0290

4	23.92	0.0520
5	4.73	0.0810
6	2.75	0.1150
7	2.13	0.1560
8	1.92	0.2020
9	1.85	0.2540
10	1.67	0.3110
11	1.56	0.3750
12	1.50	0.4440
13	1.48	0.5190
14	1.48	0.5600
15	1.48	0.5750

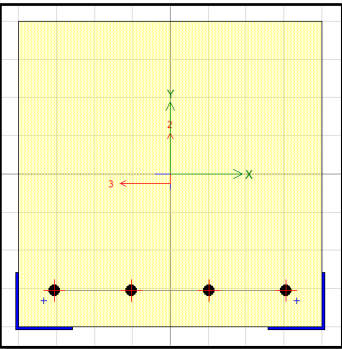
Fuente: Etabs 2016

Figura N° 121: Diagrama momento-curvatura, viga V1 reforzada para momento negativo



Fuente: Etabs 2016

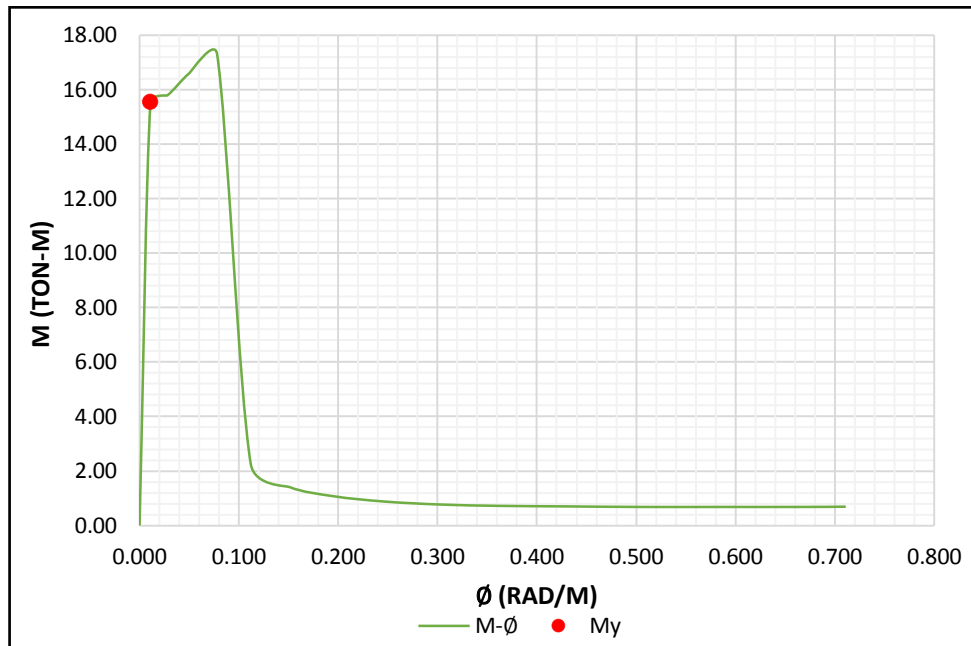
Tabla N° 94: Momento de fluencia en viga V1 reforzada para momento positivo



Punto	Momento (M) ton-m	Curvatura (ϕ) rad/m
1	0.00	0.000
My	15.52	0.011
3	15.79	0.028
4	16.60	0.050
5	17.31	0.078
6	2.25	0.112
7	1.41	0.151
8	1.07	0.196
9	0.88	0.246
10	0.77	0.302
11	0.72	0.364
12	0.70	0.431
13	0.68	0.504
14	0.68	0.582
15	0.68	0.666
16	0.69	0.711

Fuente: Etabs 2016

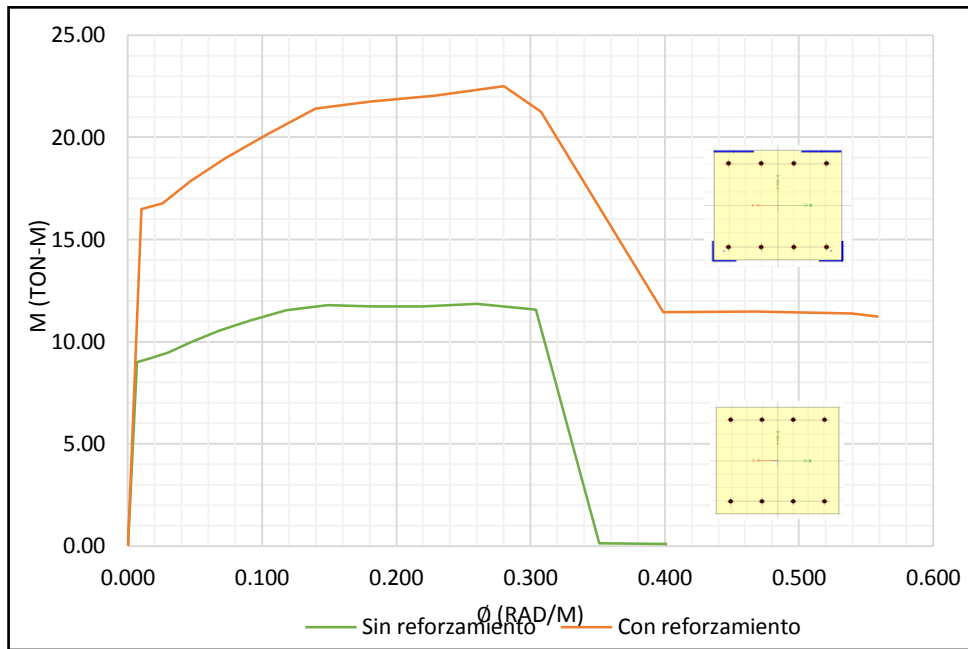
Figura N° 122: Diagrama momento-curvatura, viga V1 reforzada para momento positivo



Fuente: Etabs 2016

La comparación entre la viga de concreto armado V1 sin reforzamiento y la viga V1 con reforzamiento se representa en la siguiente figura.

Figura N° 123: Diagrama momento-curvatura, viga V1 reforzada y viga V1 sin reforzamiento



Fuente: Etabs 2016

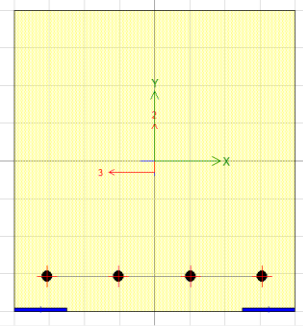
Tabla N° 95: Comparación de la resistencia de fluencia y resistencia última de viga V1 reforzada y viga V1 sin reforzamiento

	My	φy	Mu	φu
V1 sin reforzamiento	8.99	0.007	11.58	0.304
V1 reforzada	16.50	0.010	22.49	0.280

Fuente: Etabs 2016

Se puede observar que la resistencia de fluencia y la resistencia última de la viga V1 aumenta considerablemente con el reforzamiento propuesto, pero se verifica que la rotación última es menor por lo que posee una ductilidad menor.

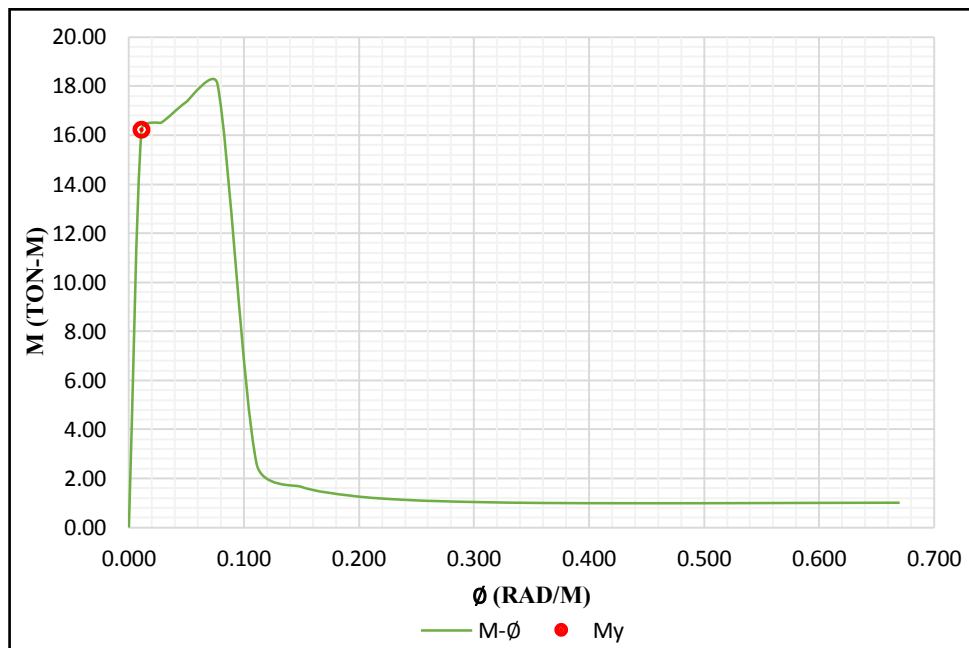
Tabla N° 96: Momento de fluencia en viga V1 reforzada 2 para momento negativo



Punto	Momento (M) ton-m	Curvatura (\emptyset) rad/m
1	0.00	0.000
My	16.22	0.011
3	16.51	0.028
4	17.36	0.050
5	18.09	0.077
6	2.60	0.111
7	1.67	0.149
8	1.29	0.194
9	1.12	0.243
10	1.04	0.299
11	1.00	0.360
12	0.99	0.426
13	0.99	0.498
14	1.00	0.575
15	1.01	0.658
16	1.01	0.670

Fuente: Etabs 2016

Figura N° 124: Diagrama momento-curvatura, viga V1 reforzada 2 para momento negativo



Fuente: Etabs 2016

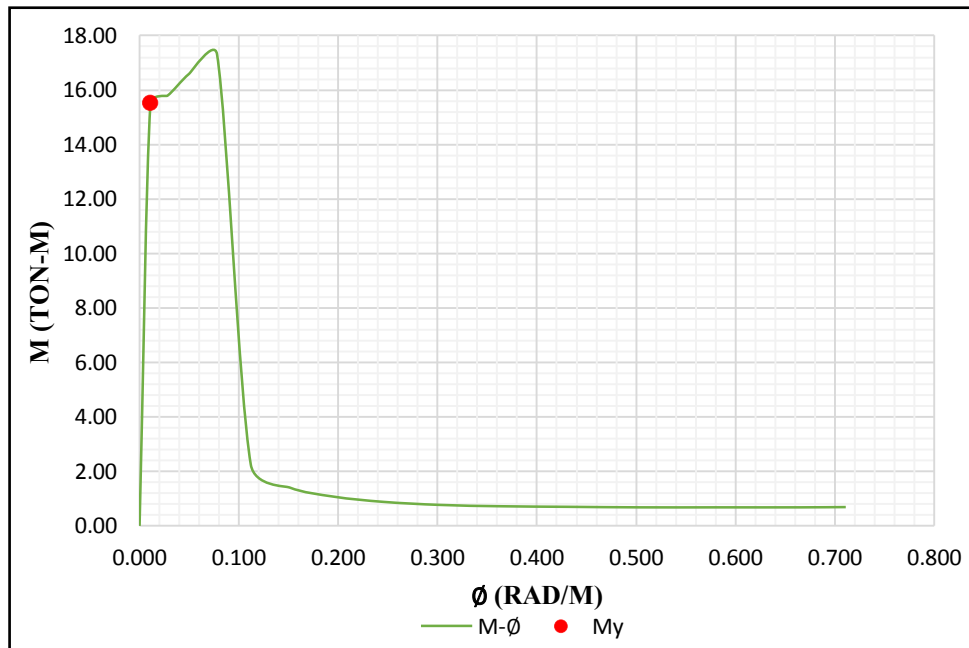
Tabla N° 97: Momento de fluencia en viga V1 reforzada 2 para momento positivo

Punto	Momento (M) ton-m	Curvatura (ϕ) rad/m
1	0.00	0.000
My	15.52	0.011
3	15.79	0.028
4	16.60	0.050
5	17.31	0.078
6	2.25	0.112
7	1.41	0.151

8	1.07	0.196
9	0.88	0.246
10	0.77	0.302
11	0.72	0.364
12	0.70	0.431
13	0.68	0.504
14	0.68	0.582
15	0.68	0.666
16	0.69	0.711

Fuente: Etabs 2016

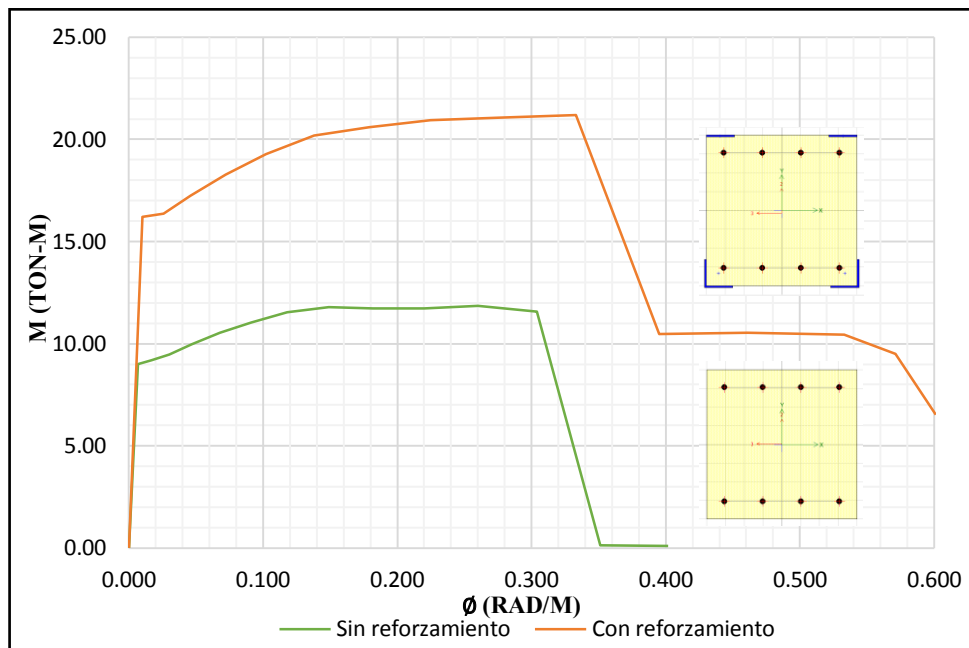
Figura N° 125: Diagrama Momento-curvatura, viga V1 reforzada 2 para momento positivo



Fuente: Etabs 2016

La comparación entre la viga de concreto armado V1 sin reforzamiento y la viga V1 con reforzamiento 2 se representa en la siguiente figura.

Figura N° 126: Diagrama momento-curvatura, viga V1 reforzada 2 y viga V1 sin reforzamiento



Fuente: Etabs 2016

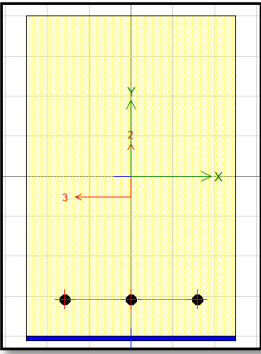
Tabla N° 98: Comparación de la resistencia de fluencia y resistencia última de viga V1 reforzada 2 y viga V1 sin reforzamiento

	My	ϕ_y	Mu	ϕ_u
V1 Sin reforzamiento	8.99	0.007	11.58	0.304
V1 reforzada 2	16.21	0.010	21.18	0.333

Fuente: Etabs 2016

Se observa de la misma manera que la capacidad resistente de la viga aumenta con el reforzamiento, en este caso la rotación última de la viga aumenta y en consecuencia su ductilidad es mayor.

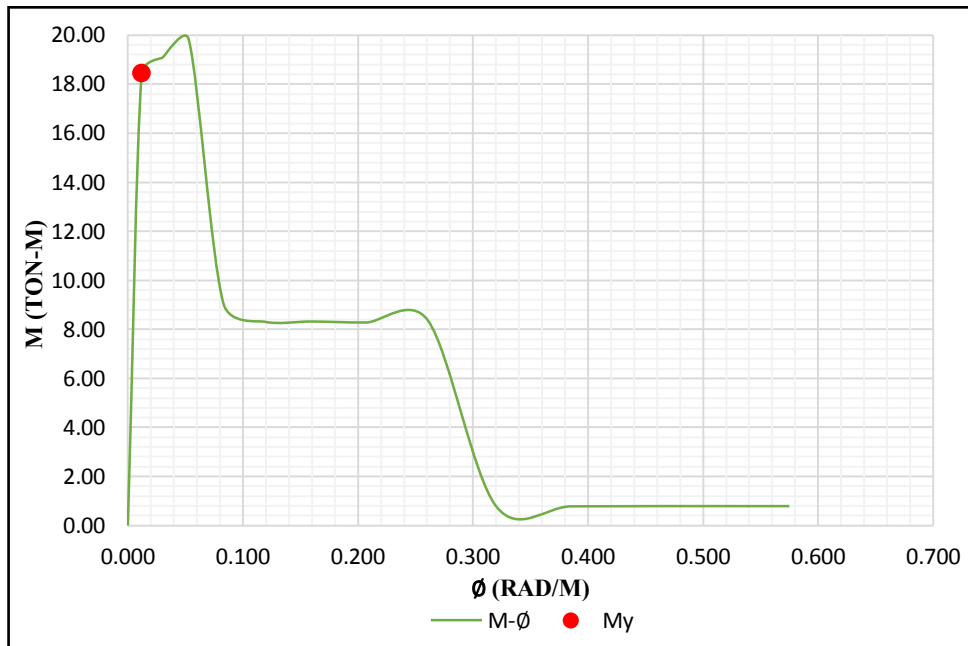
Tabla N° 99: Momento de fluencia en viga V2 reforzada para momento negativo



Punto	Momento (M) ton-m	Curvatura (ϕ) rad/m
1	0.00	0.000
My	18.44	0.012
3	19.08	0.030
4	19.81	0.053
5	9.06	0.083
6	8.31	0.119
7	8.32	0.160
8	8.28	0.207
9	8.35	0.261
10	0.79	0.320
11	0.78	0.385
12	0.79	0.456
13	0.79	0.533
14	0.79	0.575

Fuente: Etabs 2016

Figura N° 127: Diagrama Momento-curvatura, viga V2 reforzada para momento negativo



Fuente: Etabs 2016

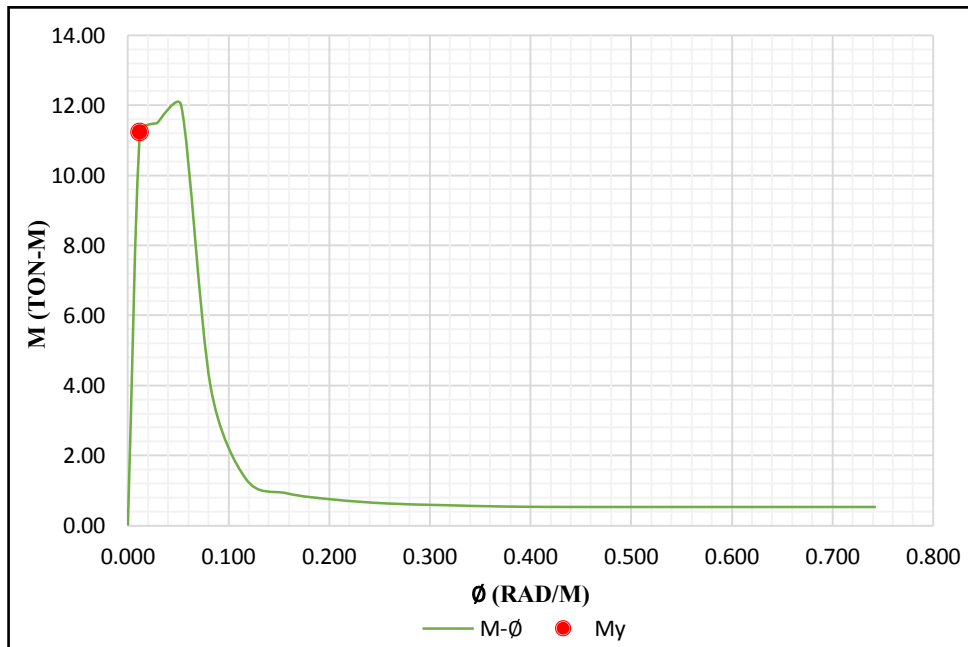
Tabla N° 100: Momento de fluencia en viga V2 reforzada para momento positivo

Punto	Momento (M) ton-m	Curvatura (ϕ) rad/m
1	0.00	0.000
My	11.21	0.012
3	11.49	0.029
4	11.99	0.053
5	3.99	0.082
6	1.34	0.117
7	0.92	0.158
8	0.74	0.205

9	0.63	0.257
10	0.58	0.316
11	0.54	0.380
12	0.53	0.450
13	0.53	0.526
14	0.53	0.608
15	0.53	0.696
16	0.53	0.743

Fuente: Etabs 2016

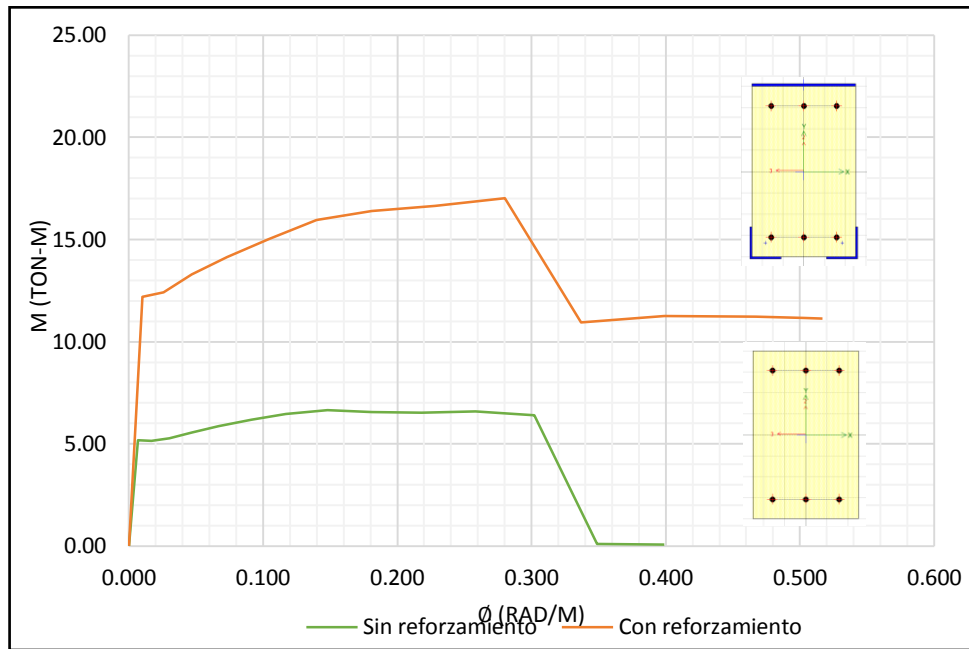
Figura N° 128: Diagrama Momento-curvatura, viga V2 reforzada para momento negativo



Fuente: Etabs 2016

La comparación entre la viga de concreto armado V2 sin reforzamiento y la viga V2 con reforzamiento se representa en la siguiente figura.

Figura N° 129: Diagrama momento-curvatura, viga V2 reforzada y viga V2 sin reforzamiento



Fuente: Etabs 2016

Tabla N° 101: Comparación de la resistencia de fluencia y resistencia última de viga V2 reforzada y viga V2 sin reforzamiento

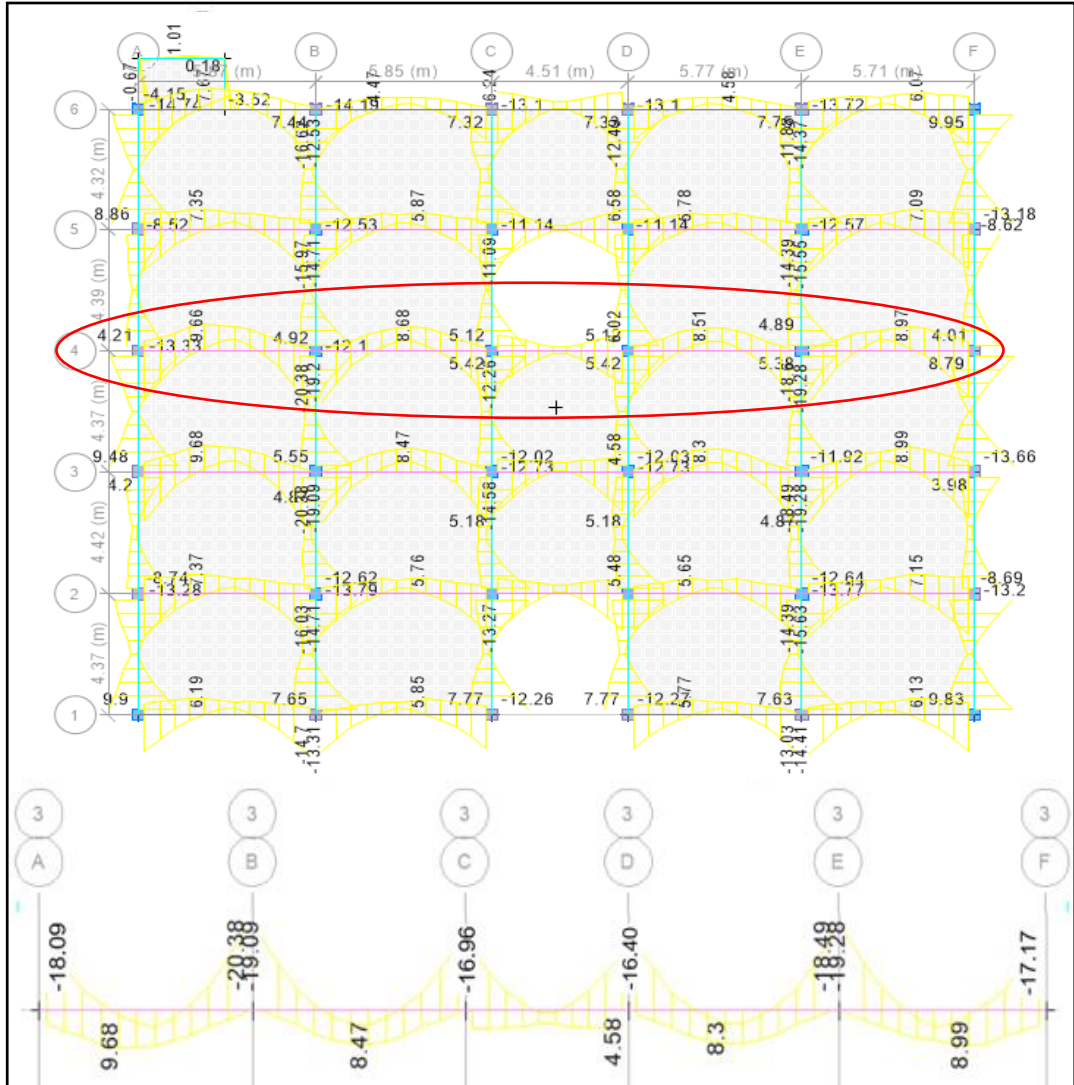
	M_y	φ_y	M_u	φ_u
V2 Sin reforzamiento	5.19	0.007	6.39	0.302
V2 reforzada	12.19	0.01	17.03	0.280

Fuente: Etabs 2016

En este caso la viga reforzada también posee una menor ductilidad que la viga sin reforzar, pero se compensa con el gran incremento de resistencia.

Los momentos de fluencia marcados con rojo en cada figura son los que se utilizan para analizar a las vigas $M_y = M_n$, estos deben multiplicarse por el factor de seguridad correspondiente a la tensión ($\phi = 0.90$).

Figura N° 130: Momento máximo de demanda en viga V1 reforzada, ubicado en el sentido X, nivel N+3.60



Fuente: Etabs 2016

Tabla N° 102: Análisis a flexión en viga V1 reforzada, sentido X, nivel N+3.60, eje

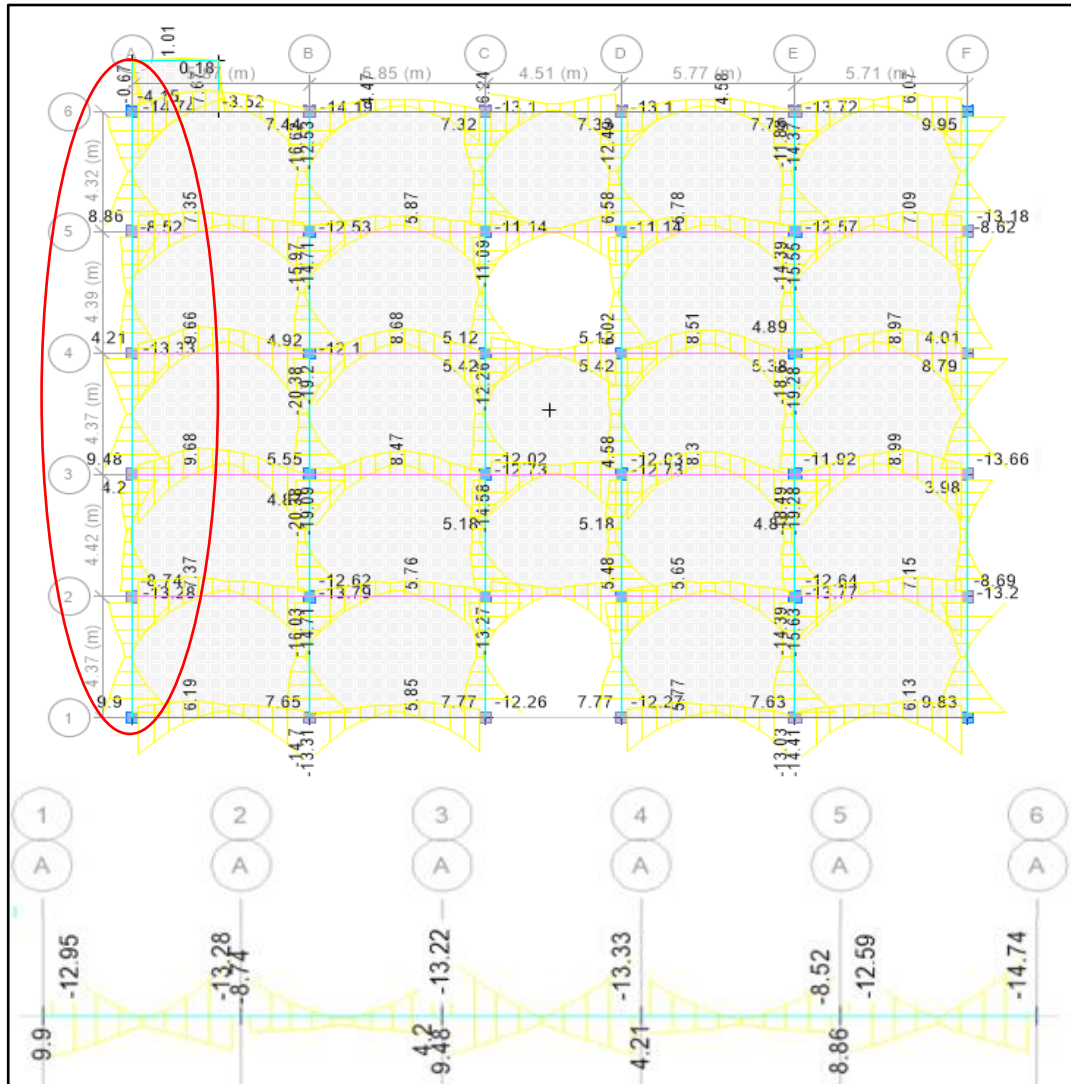
4

Chequeo a flexión						
	Viga V1 reforzada A-B			Viga V1 reforzada B-C		
	Tramo Izquierdo	Tramo Central	Tramo Derecho	Tramo Izquierdo	Tramo Central	Tramo Derecho
Mn (ton-m)	20.32	13.97	20.32	20.32	13.97	20.32
Md (ton-m)	18.09	9.68	20.38	20.38	8.47	16.96
$\phi M_n \geq M_d$	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
D/C	0.89	0.69	1.00	1.00	0.61	0.83

	Viga V1 reforzada C-D			Viga V1 reforzada D-E		
	Tramo Izquierdo	Tramo Central	Tramo Derecho	Tramo Izquierdo	Tramo Central	Tramo Derecho
Mn (ton-m)	20.32	13.97	20.32	20.32	13.97	20.32
Md (ton-m)	16.96	4.58	16.4	16.40	8.30	19.28
$\emptyset Mn \geq Md$	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
D/C	0.83	0.33	0.81	0.81	0.59	0.95
	Viga V1 reforzada E-F					
	Tramo Izquierdo	Tramo Central	Tramo Derecho			
Mn (ton-m)	20.32	13.97	20.32			
Md (ton-m)	19.28	8.99	17.17			
$\emptyset Mn \geq Md$	Cumple	Cumple	Cumple			
D/C	0.95	0.64	0.84			

Fuente: Etabs 2016

Figura N° 131: Momento máximo de demanda en viga V1 reforzada 2, ubicado en el sentido Y, nivel N+3.60



Fuente: Etabs 2016

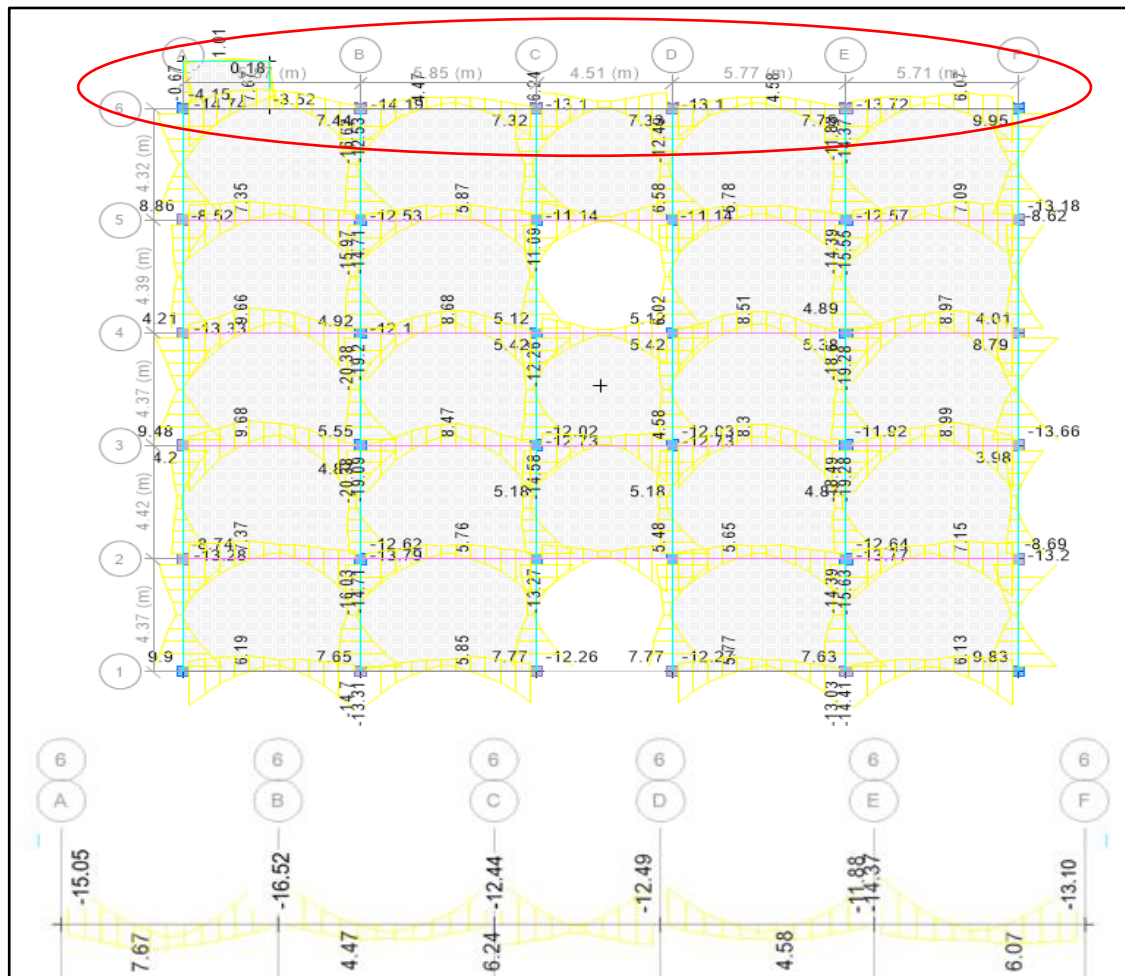
Tabla N° 103: Análisis a flexión en viga V1 reforzada 2, sentido Y, nivel N+3.60, eje A

Chequeo a flexión						
	Viga V1 reforzada 2 1-2			Viga V1 reforzada 2 2-3		
	Tramo Izquierdo	Tramo Central	Tramo Derecho	Tramo Izquierdo	Tramo Central	Tramo Derecho
Mn (ton-m)	14.60	13.97	14.60	14.70	13.97	14.60
Md (ton-m)	12.95	9.90	13.28	13.28	4.20	13.22
Mn >= Md	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
D/C	0.88	0.71	0.90	0.90	0.30	0.90
	Viga V1 reforzada 2 3-4			Viga V1 reforzada 2 4-5		

	Tramo Izquierdo	Tramo Central	Tramo Derecho	Tramo Izquierdo	Tramo Central	Tramo Derecho
Mn (ton-m)	14.60	13.97	14.60	14.60	13.97	14.60
Md (ton-m)	13.22	9.48	13.33	13.33	4.21	12.59
Mn >=Md	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
D/C	0.90	0.68	0.91	0.91	0.30	0.86
Viga V1 reforzada 2 5-6						
	Tramo Izquierdo	Tramo Central	Tramo Derecho			
Mn (ton-m)	14.60	13.97	14.60			
Md (ton-m)	12.59	8.68	14.64			
Mn >=Md	Cumple	Cumple	“Cumple”			
D/C	0.86	0.62	1.00			

Fuente: Etabs 2016

Figura N° 132: Momento máximo de demanda en viga V2 reforzada, ubicado en el sentido X, nivel N+3.60



Fuente: Etabs 2016

Tabla N° 104: Análisis a flexión en viga V2 reforzada, sentido X, nivel N+3.60, eje

6

Chequeo a flexión						
	Viga V2 reforzada A-B			Viga V2 reforzada B-C		
	Tramo Izquierdo	Tramo Central	Tramo Derecho	Tramo Izquierdo	Tramo Central	Tramo Derecho
Mn (ton-m)	16.60	10.09	16.60	16.60	10.09	16.60
Md (ton-m)	15.05	7.67	16.52	16.52	4.47	12.44
Mn >=Md	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
D/C	0.91	0.76	1.00	1.00	0.44	0.75
	Viga V2 reforzada C-D			Viga V2 reforzada D-E		
	Tramo Izquierdo	Tramo Central	Tramo Derecho	Tramo Izquierdo	Tramo Central	Tramo Derecho
Mn (ton-m)	16.60	10.09	16.60	16.60	10.09	16.60
Md (ton-m)	12.44	6.24	12.49	12.49	4.58	14.37
Mn >=Md	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
D/C	0.75	0.62	0.75	0.75	0.45	0.87
	Viga V2 reforzada E-F					
	Tramo Izquierdo	Tramo Central	Tramo Derecho			
Mn (ton-m)	16.60	10.09	16.60			
Md (ton-m)	14.37	6.07	13.1			
Mn >=Md	Cumple	Cumple	Cumple			
D/C	0.87	0.60	0.79			

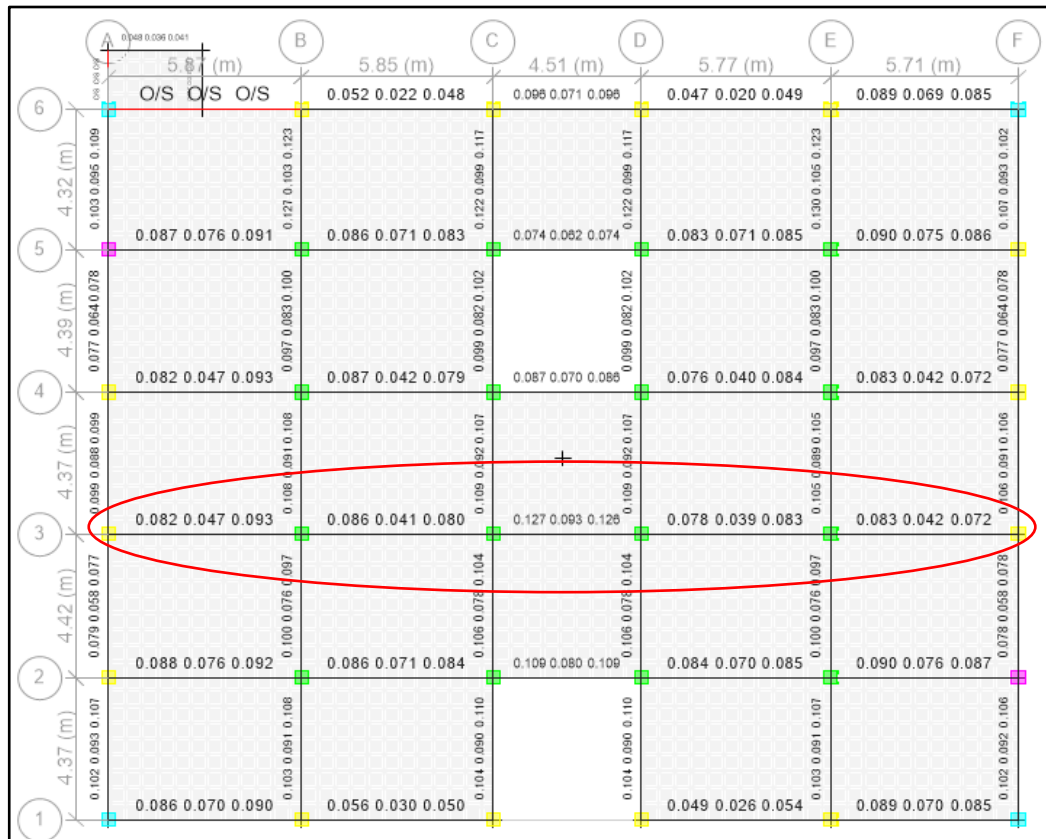
Fuente: Etabs 2016

Como se observa en los resultados, las vigas resisten las cargas de demanda en todos los casos, lo que indica que el reforzamiento es el adecuado y cumple con su objetivo.

3.7.7.1.2. Análisis a corte

El cortante en la viga aumenta con las platinas colocadas para la sujeción de los ángulos, su incorporación ha sido solo por requerimiento constructivo más no por necesidad estructural, debido a que la viga de hormigón armado por si sola resiste el cortante de demanda, además las platinas no confina completamente la sección de hormigón de acuerdo al armado de la tabla N° 79, por esta razón de forma conservadora el cálculo se realizará sin tomar en cuenta las platinas colocadas para la sujeción de los ángulos.

Figura N° 133: Corte máximo de demanda en viga V1 reforzada, ubicado en el sentido X, nivel N+3.60



Fuente: Etabs 2016

Tabla N° 105: Análisis a corte en viga V1 reforzada, sentido X, nivel N+3.60, eje 3

Chequeo a corte					
	Viga V1 reforzada A-B	Viga V1 reforzada B-C	Viga V1 reforzada C-D	Viga V1 reforzada D-E	Viga V1 reforzada E-F
Av/S (cm²/cm)	0.093	0.086	0.127	0.083	0.083
Pu (ton)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vp (ton)	7.30	12.42	7.25	6.80	7.13
Vg (ton)	12.73	6.87	7.27	12.13	11.78
Vd (ton)	20.03	19.29	14.52	18.93	18.91
Vc (ton)	12.40	12.40	0.00	12.40	12.40
Vs (ton)	24.41	24.41	24.41	24.41	24.41
Vn (ton)	27.61	27.61	18.31	27.61	27.61
Vn >= Vd	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
D/C	0.73	0.70	0.79	0.69	0.68

Fuente: Etabs 2016

Figura N° 134: Corte máximo de demanda en viga V1 reforzada 2, ubicado en el sentido Y, nivel N+3.60



Fuente: Etabs 2016

Tabla N° 106: Análisis a corte en viga V1 reforzada 2, sentido Y, nivel N+3.60, eje B

Chequeo a corte					
	Viga V1 reforzada 2 1-2	Viga V1 reforzada 2 2-3	Viga V1 reforzada 2 3-4	Viga V1 reforzada 2 4-5	Viga V1 reforzada 2 5-6
Av/S (cm²/cm)	0.108	0.100	0.108	0.100	0.123
Pu (ton)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vp (ton)	7.40	6.56	6.47	6.58	7.31
Vg (ton)	4.90	4.88	5.90	4.84	6.79
Vd (ton)	12.30	11.44	12.37	11.42	14.10
Vc (ton)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vs (ton)	24.41	24.41	24.41	24.41	24.41
Vn (ton)	18.31	18.31	18.31	18.31	18.31
Vn >= Vd	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

D/C	0.67	0.62	0.68	0.62	0.77
-----	------	------	------	------	------

Fuente: Etabs 2016

Figura N° 135: Corte máximo de demanda en viga V2 reforzada, ubicado en el sentido X, nivel N+3.60



Fuente: Etabs 2016

Tabla N° 107: Corte y torsión de diseño en viga V2 tramo A-B

Rbar A _{vs} cm ² /cm	Rbar A _l /S cm ² /cm	Rbar A _l cm ²	Design V _{u2} tonf	Design T _u tonf-m	Design M _{u3} tonf-m	Design P _u tonf
O/S #45	0.056	5.51	7.54	1.65	6.95	0

Fuente: Etabs 2016

$$\frac{A(v + t)}{S} = \frac{Av}{S} + 2 \frac{At}{S}$$

$$\frac{Av}{S} = 0.002$$

$$2 \frac{At}{S} = 0.112$$

$$\frac{A(v+t)}{S} = 0.002 + 0.112$$

$$\frac{A(v+t)}{S} = 0.114$$

Tabla N° 108: Análisis a corte en viga V2 reforzada, sentido X, nivel N+3.60, eje 6

Chequeo a corte					
	Viga V2 reforzada A-B	Viga V2 reforzada B-C	Viga V2 reforzada C-D	Viga V2 reforzada D-E	Viga V2 reforzada E-F
Av/S (cm²/cm)	A(v+t)=0.114	0.100	0.108	0.100	0.123
Pu (ton)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vp (ton)	5.93	6.56	6.47	6.58	7.31
Vg (ton)	1.62	4.88	5.90	4.84	6.79
Vd (ton)	7.55	11.44	12.37	11.42	14.10
Vc (ton)	7.75	0.00	0.00	0.00	0.00
Vs (ton)	24.41	24.41	24.41	24.41	24.41
Vn (ton)	24.12	18.31	18.31	18.31	18.31
Vn >=Vd	-	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
D/C	-	0.62	0.68	0.62	0.77
Av/S (cm²/cm)	0.160				
Av/S >= A(v+t)/S	Cumple				

Fuente: Etabs 2016

Se puede observar en los resultados que la viga resiste el cortante de demanda sin la necesidad de un reforzamiento, pero como se mencionó con anterioridad la viga requiere de platinas que actúan como estribos para el anclaje del ángulo de reforzamiento con el hormigón.

3.7.7.2. Análisis en columnas

3.7.7.2.1. Análisis a flexocompresión

Las columnas reforzadas han sido analizadas con la curva de iteraciones obtenidas en el Etabs, con la combinación de cargas correspondientes.

Tabla N° 109: Datos de columna C1 reforzada

Datos de Columna C1 reforzada		Perfiles usados para el reforzamiento	
b(cm)	40.00	L 125x5	
h(cm)	40.00	Acero	A36
f _c (kg/cm ²)	250.00	f _y (kg/cm ²)	2530.00
f _y (kg/cm ²)	4200.00	Área (cm ²)	12.25
Recubrimiento (cm)	3.00	Platina 100x350x5	
d (cm)	37.00	Acero	A36
As	20.36	f _y (kg/cm ²)	2530.00
f _i estribo (mm)	10.00	Área (cm ²)	5.00
S (cm)	10.00	St (cm)	30.00

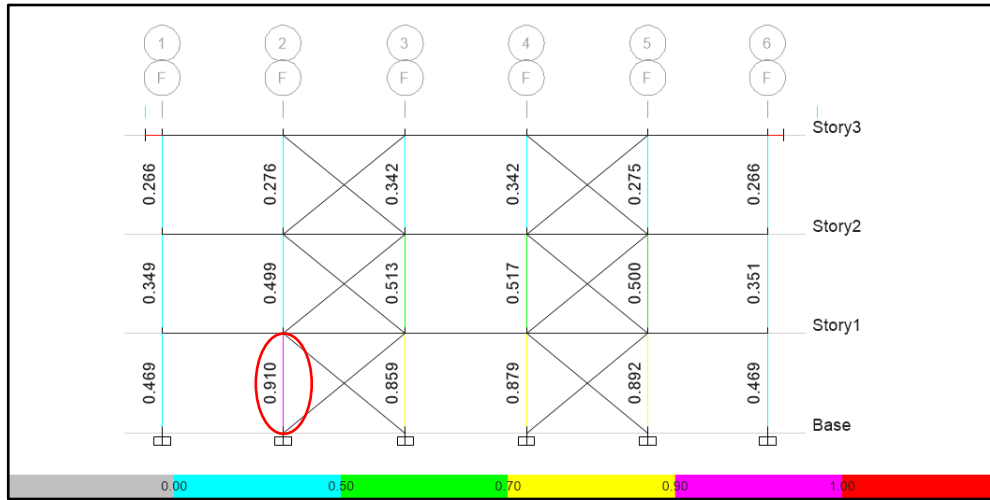
Fuente: Bryan Bedón

Tabla N° 110: Datos de columna C2 reforzada

Datos de Columna C1 reforzada 2		Perfiles usados para el reforzamiento	
b(cm)	40.00	L 75x5	
h(cm)	40.00	Acero	A36
f _c (kg/cm ²)	250.00	f _y (kg/cm ²)	2530.00
f _y (kg/cm ²)	4200.00	Área (cm ²)	7.25
Recubrimiento (cm)	3.00	Platina 100x350x5	
d (cm)	37.00	Acero	A36
As	20.36	f _y (kg/cm ²)	2530.00
f _i estribo (mm)	10.00	Área (cm ²)	17.50
S (cm)	10.00	St (cm)	30.00

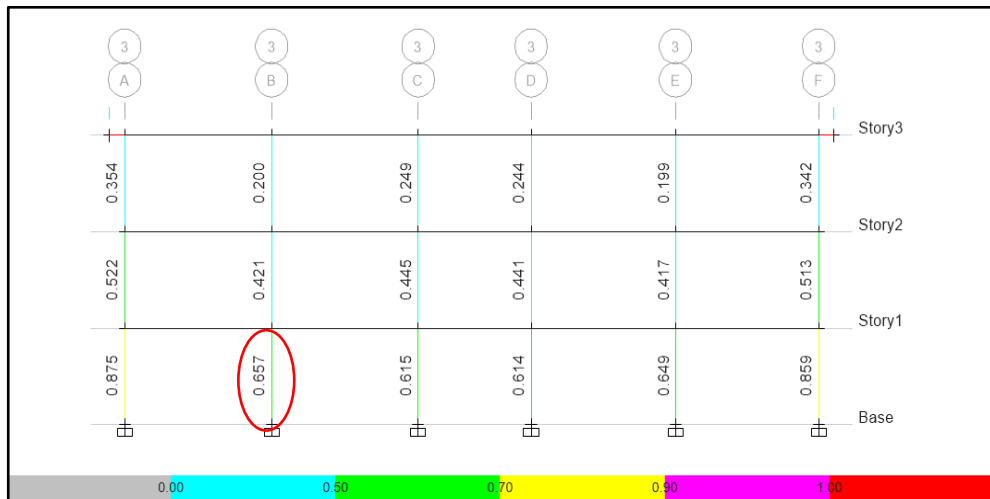
Fuente: Bryan Bedón

Figura N° 136: Relación de demanda capacidad en columna C1 reforzada, nivel N+3.60



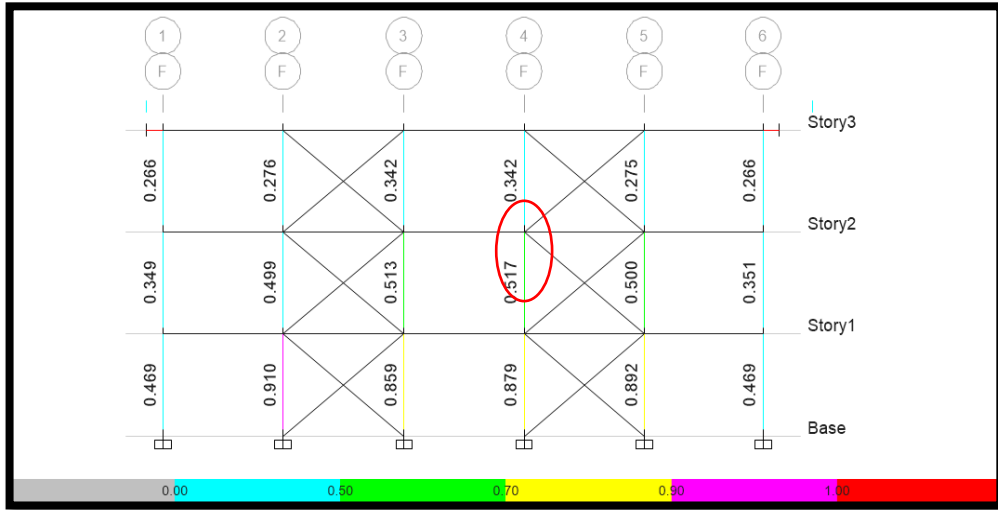
Fuente: Etabs 2016

Figura N° 137: Relación de demanda capacidad en columna C1 reforzada 2, nivel N+3.60



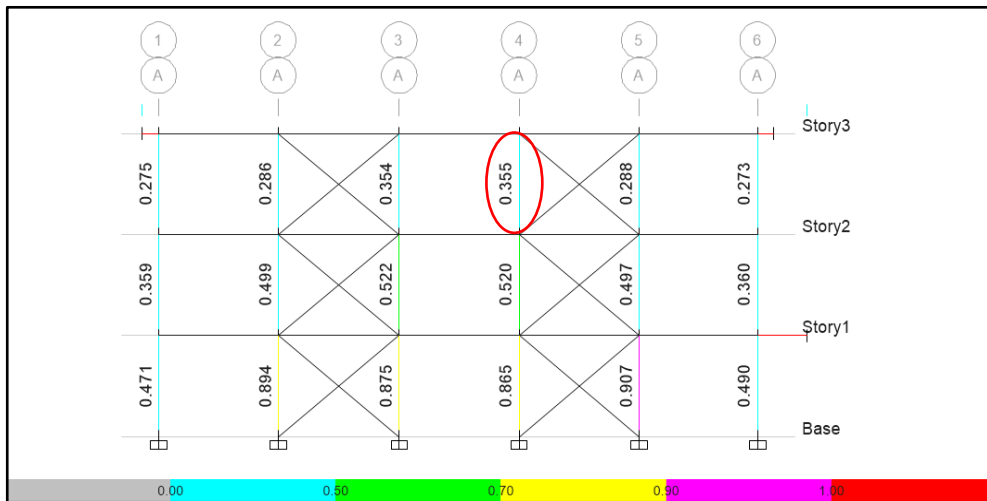
Fuente: Etabs 2016

Figura N° 138: Relación de demanda capacidad en columna C1 reforzada 2, nivel N+7.20



Fuente: Etabs 2016

Figura N° 139: Relación de demanda capacidad en columna C1 reforzada 2, nivel N+10.80



Fuente: Etabs 2016

Tabla N° 111: Casos de cargas actuantes en columnas reforzadas

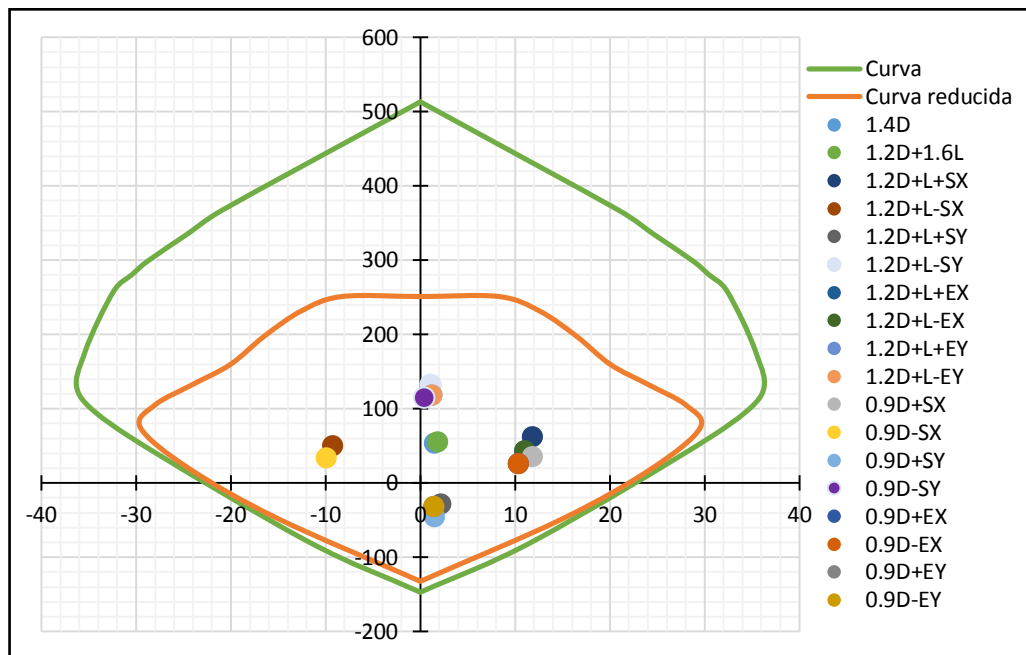
Col 1 reforzada						
Ubicación	Combinación de cargas	P	V X-X	V Y-Y	M X-X	M Y-Y
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
	1.4D	52.99	1.32	0.03	0.04	1.55

C1 reforzada Eje F2 N+3.60	1.2D+1.6L	54.65	1.61	0.03	0.03	1.89
	1.2D+L+SX	61.41	5.91	-0.33	-0.69	11.90
	1.2D+L-SX	50.13	-3.36	-0.42	-0.86	-9.22
	1.2D+L+SY	-28.60	1.72	6.59	13.16	2.21
	1.2D+L-SY	130.98	1.15	-6.53	-13.09	1.15
	1.2D+L+EX	43.00	5.58	0.46	0.90	11.09
	1.2D+L-EX	43.00	5.58	0.46	0.90	11.09
	1.2D+L+EY	117.83	1.19	-5.60	11.27	1.24
	1.2D+L-EY	117.83	1.19	-5.60	11.27	1.24
	0.9D+SX	35.13	5.64	0.47	0.92	11.90
	0.9D-SX	33.00	-3.94	-0.43	-0.87	-9.90
	0.9D+SY	-45.73	1.13	6.58	13.15	1.53
	0.9D-SY	113.86	0.57	-6.54	-13.10	0.47
	0.9D+EX	25.87	5.00	0.46	0.89	10.40
	0.9D-EX	25.87	5.00	0.46	0.89	10.40
	0.9D+EY	-32.57	1.09	5.65	11.26	1.44
	0.9D-EY	-32.57	1.09	5.65	11.26	1.44
Col 2 reforzada						
C1 reforzada 2 Eje B3 N+3.60	1.4D	99.59	0.03	0.32	0.39	0.04
	1.2D+1.6L	113.20	0.10	0.00	0.02	0.12
	1.2D+L+SX	103.92	5.10	0.28	0.49	10.25
	1.2D+L-SX	101.59	-4.95	-0.08	-0.22	-10.07
	1.2D+L+SY	103.22	0.20	5.34	10.63	0.29
	1.2D+L-SY	102.30	-0.05	-5.13	-10.36	-0.11
	1.2D+L+EX	101.76	4.41	0.30	0.54	8.83
	1.2D+L-EX	101.76	4.41	0.30	0.54	8.83
	1.2D+L+EY	102.34	0.18	4.60	9.14	0.26
	1.2D+L-EY	102.34	0.18	4.60	9.14	0.26
	0.9D+SX	65.18	5.04	0.38	0.61	10.19
	0.9D-SX	62.86	-5.00	0.02	-0.10	-10.14
	0.9D+SY	64.48	0.14	5.44	10.75	0.23
	0.9D-SY	63.56	-0.10	-5.03	-10.24	-0.18
	0.9D+EX	63.02	4.35	0.40	0.66	8.77
	0.9D-EX	63.02	4.35	0.40	0.66	8.77
	0.9D+EY	63.60	0.12	4.70	9.25	0.19
0.9D-EY	64.44	0.12	4.70	9.25	0.19	
Col 2 reforzada						
C1 reforzada 2 Eje F4 N+7.20	1.4D	38.47	3.13	0.09	0.16	5.32
	1.2D+1.6L	38.34	3.40	0.08	0.14	5.76
	1.2D+L+SX	41.37	5.18	-0.13	-0.21	8.22
	1.2D+L-SX	35.55	1.07	-0.20	-0.31	2.40
	1.2D+L+SY	0.74	3.32	4.30	7.01	5.61

	1.2D+L-SY	71.91	2.94	-4.14	-6.74	5.02
	1.2D+L+EX	40.34	1.37	-0.18	-0.29	2.79
	1.2D+L-EX	40.34	1.37	-0.18	-0.29	2.79
	1.2D+L+EY	65.81	2.97	-3.49	-5.67	5.07
	1.2D+L-EY	65.81	2.97	-3.49	-5.67	5.07
	0.9D+SX	29.77	4.06	-0.15	-0.24	6.33
	0.9D-SX	23.95	-0.05	-0.22	-0.35	0.50
	0.9D+SY	-10.85	2.20	4.28	6.97	3.72
	0.9D-SY	60.31	1.82	-4.16	-6.77	3.13
	0.9D+EX	28.75	0.25	-0.20	-0.33	0.90
	0.9D-EX	28.75	0.25	-0.20	-0.33	0.90
	0.9D+EY	-4.76	2.17	3.63	5.91	3.67
	0.9D-EY	-4.76	2.17	3.63	5.91	3.67
Col 2 reforzada						
C1 reforzada 2 Eje A4 N+10.80	1.4D	18.00	-2.76	0.07	0.17	-5.00
	1.2D+1.6L	17.06	-2.90	0.05	0.12	-5.26
	1.2D+L+SX	15.95	-1.44	-0.12	-0.14	-3.30
	1.2D+L-SX	16.95	-3.96	0.23	0.39	-6.49
	1.2D+L+SY	9.41	-2.93	2.84	4.42	-5.27
	1.2D+L-SY	23.49	-2.47	-2.74	-4.17	-4.53
	1.2D+L+EX	15.36	-1.67	0.22	0.38	-3.57
	1.2D+L-EX	15.36	-1.67	0.22	0.38	-3.57
	1.2D+L+EY	22.34	-2.89	-2.25	-5.22	-3.42
	1.2D+L-EY	22.34	-2.89	-2.25	-5.22	-3.42
	0.9D+SX	11.07	-0.51	-0.13	-0.15	-1.62
	0.9D-SX	12.07	-3.03	0.22	0.37	-4.81
	0.9D+SY	4.53	-2.00	2.83	4.41	-3.59
	0.9D-SY	18.61	-1.54	-2.75	-4.19	-2.85
	0.9D+EX	12.66	-2.80	-0.12	-0.14	-4.55
	0.9D-EX	12.66	-2.80	-0.12	-0.14	-4.55
	0.9D+EY	17.46	-1.96	-2.26	-3.44	-3.54
0.9D-EY	17.46	-1.96	-2.26	-3.44	-3.54	

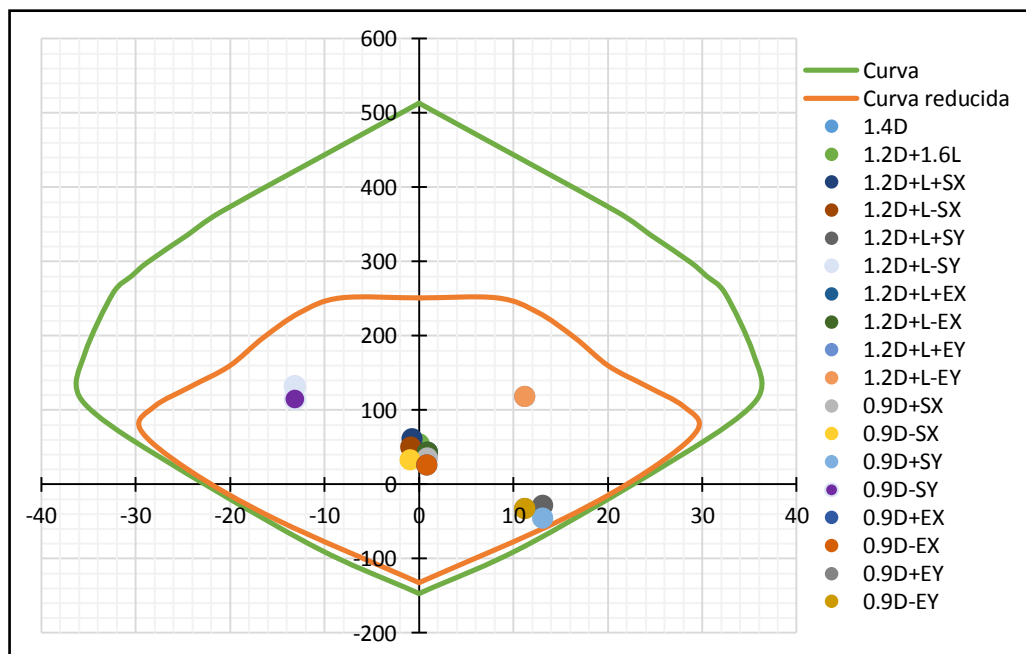
Fuente: Etabs 2016

Figura N° 140: Diagrama de iteraciones en columna C1 reforzada, sentido X, nivel N+3.60, eje F2



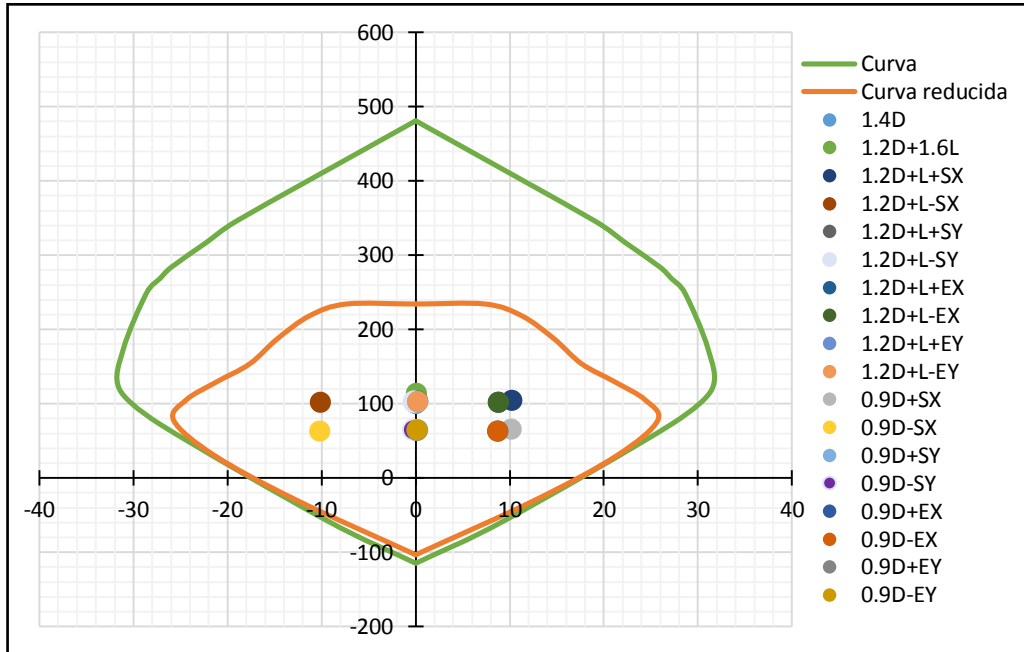
Fuente: Etabs 2016

Figura N° 141: Diagrama de iteraciones en columna C1 reforzada, sentido Y, nivel N+3.60, eje F2



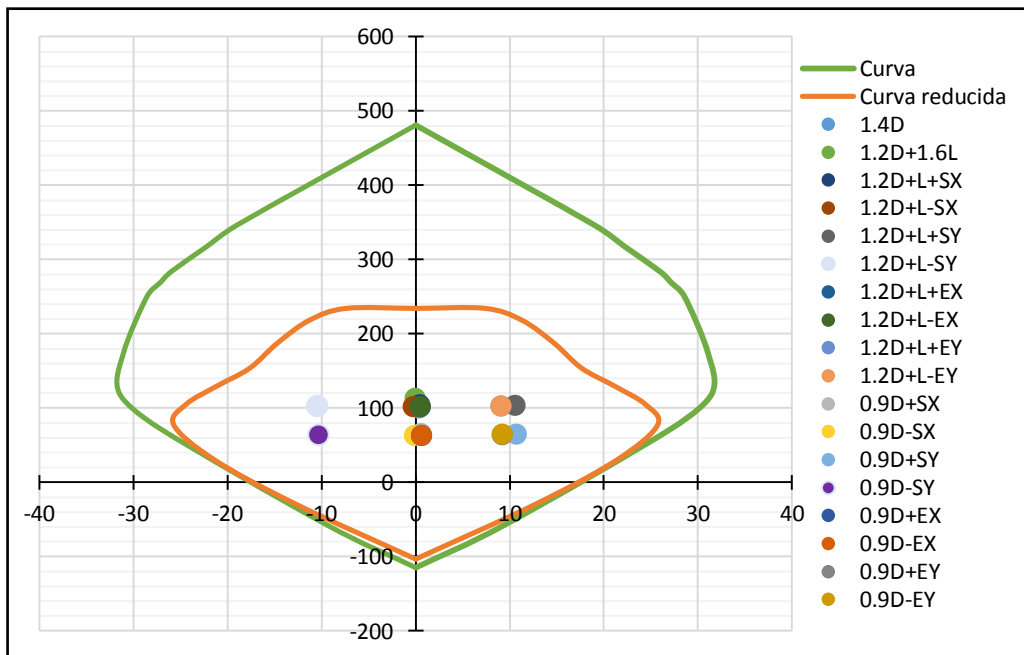
Fuente: Etabs 2016

Figura N° 142: Diagrama de iteraciones en columna C1 reforzada 2, sentido X, nivel N+3.60, eje B3



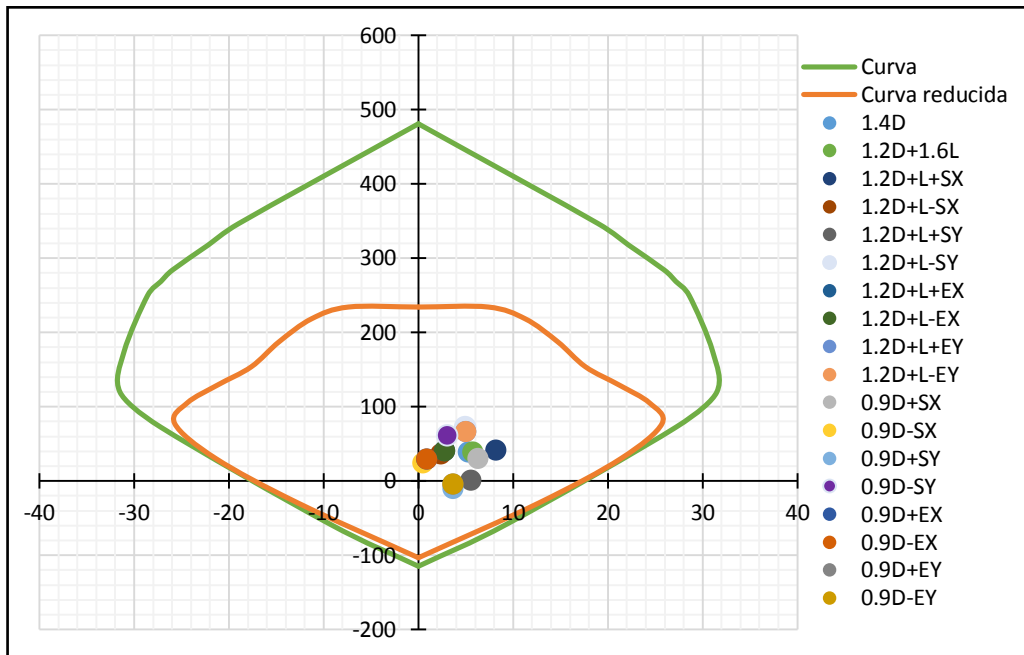
Fuente: Etabs 2016

Figura N° 143: Diagrama de iteraciones en columna C1 reforzada 2, sentido Y, nivel N+3.60, eje B3



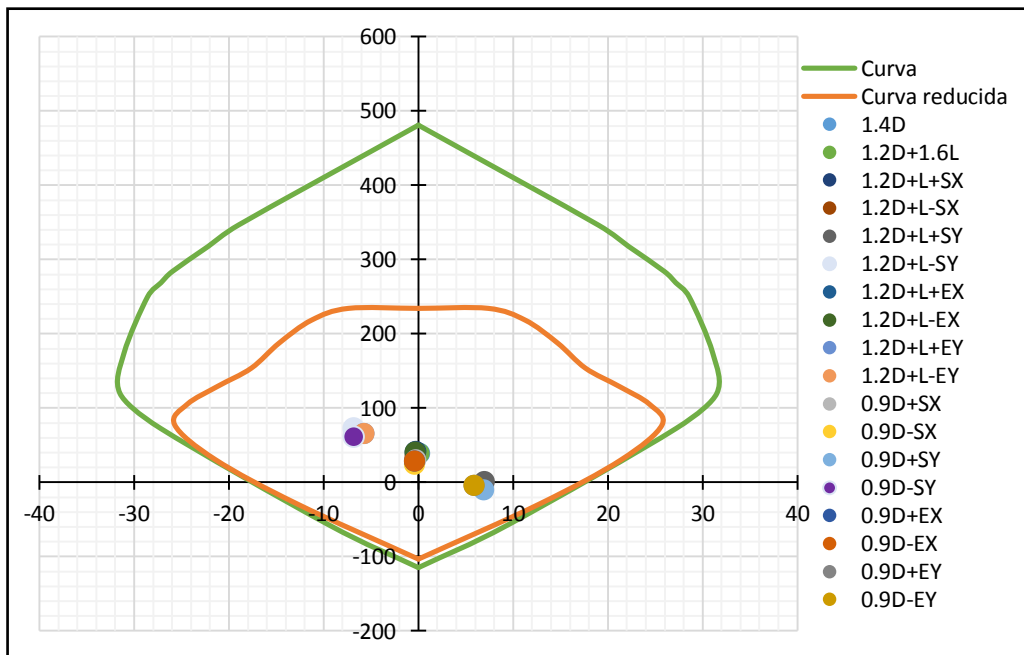
Fuente: Etabs 2016

Figura N° 144: Diagrama de iteraciones en columna C1 reforzada 2, sentido X, nivel N+7.20, eje F4



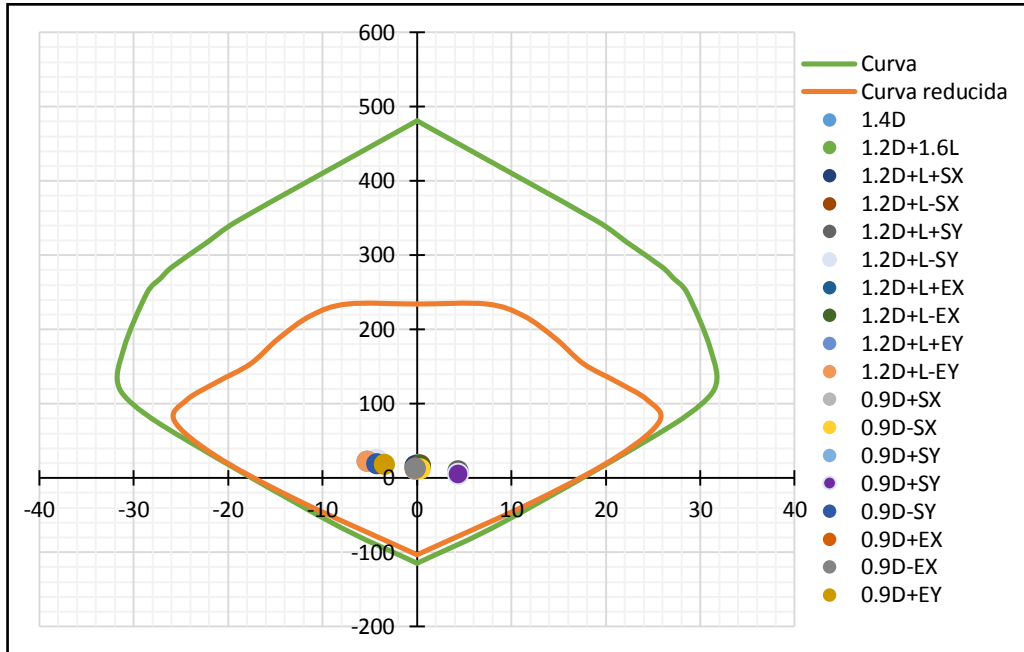
Fuente: Etabs 2016

Figura N° 145: Diagrama de iteraciones en columna C1 reforzada 2, sentido Y, nivel N+7.20, eje F4



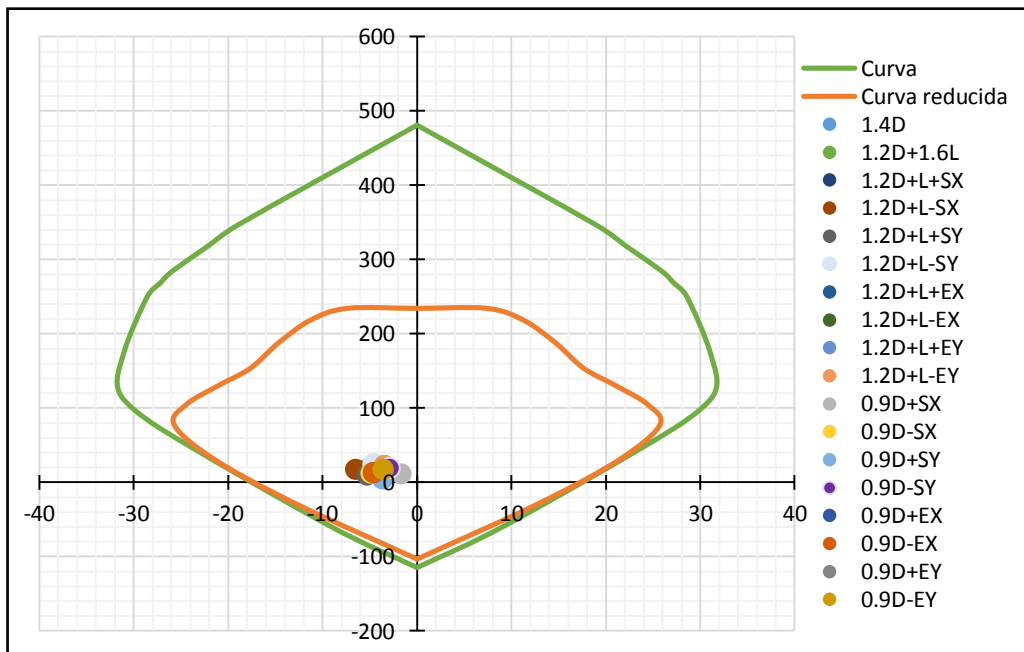
Fuente: Etabs 2016

Figura N° 146: Diagrama de iteraciones en columna C1 reforzada 2, sentido X, nivel N+10.80, eje A4



Fuente: Etabs 2016

Figura N° 147: Diagrama de iteraciones en columna C1 reforzada 2, sentido Y, nivel N+10.80, eje A4



Fuente: Etabs 2016

Las combinaciones de cargas se encuentran dentro del diagrama de iteraciones de cada columna, por lo que el reforzamiento es el adecuado. Existen cargas que se encuentran en la zona de tensión del diagrama, se debe principalmente a las cruces de San Andrés que modifican la transferencia de cargas hacia la columna.

3.7.7.2.2. Análisis a corte

Aunque la sección de hormigón armado no requería de reforzamiento transversal cuando se reforzó con las cruces de San Andrés, el confinamiento de la sección es muy importante para que resulte efectivo el angular para el reforzamiento a flexocompresión.

$$\beta = 0.5 * (a + b)$$

- $0.40 \beta \leq S_t \leq 0.75 \beta$
- $A_{v1} \geq 0.004\beta^2$
- El grosor del acero de la pletina debe ser igual o inferior al del angular.

La resistencia a corte de la sección reforzada se obtiene de la siguiente manera:

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s + \phi V_{s1}$$

Para compresión axial.

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * \left(1 + \frac{Pu}{140 * A_g}\right) * b * d$$

Para tracción axial significativa.

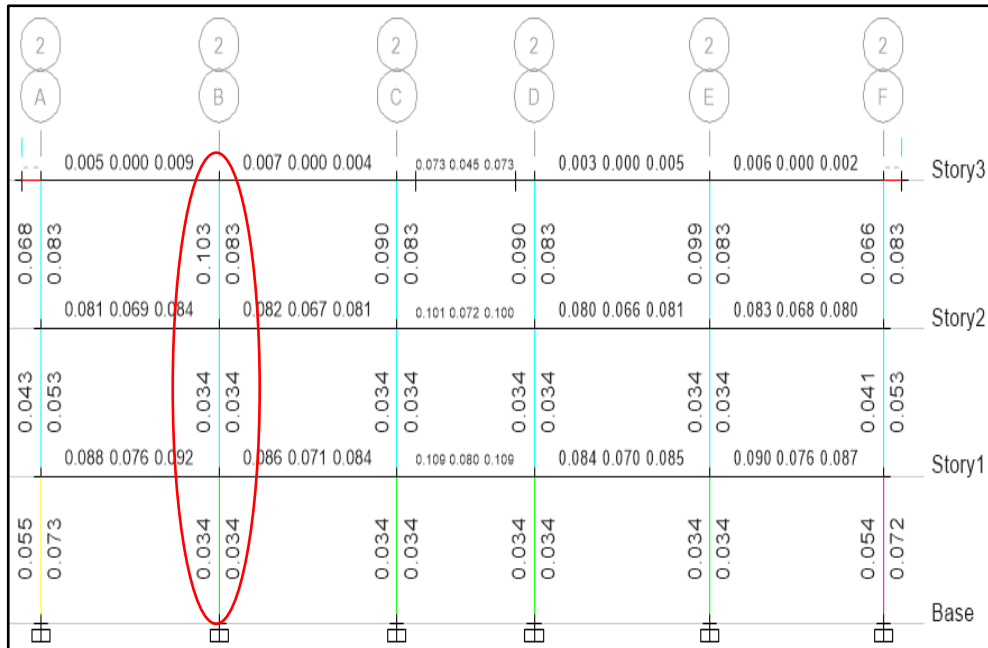
$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * \left(1 - \frac{Pu}{35 * A_g}\right) * b * d$$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S}$$

$$V_{s1} = \frac{A_{v1} * f_{y1} * d_1}{S_t}$$

$$\phi = 0.75$$

Figura N° 148: Cortante máximo de demanda en columna C1 reforzada



Fuente: Etabs 2016

Tabla N° 112: Análisis a corte en columna C1 reforzada

Chequeo a Corte			
	Nivel N+3.60	Nivel N+7.20	Nivel N+10.80
Av/S (cm ² /cm)	0.034	0.034	0.103
Vd (ton)	8.74	7.62	11.60
Pu (ton)	88.87	55.32	21.28
Vc (ton)	17.67	15.89	0.00
Vs (ton)	48.82	48.82	48.82
Vs1 (ton)	35.25	70.50	70.50
Vn (ton)	76.31	76.31	76.31
Vn >=Vd	Cumple	Cumple	Cumple
D/C	0.11	0.10	0.15

Fuente: Etabs 2016

Como se puede observar, el cortante en la columna no representa un problema, la incorporación de las platinas en la sección de columna aumenta en gran medida el cortante resistente, la sección de hormigón es capaz de resistir el cortante por sí solo, pero como se mencionó anteriormente, la incorporación de las platinas fue para confinar al hormigón y mejorar la capacidad de los ángulos longitudinales.

3.8. Análisis estático no lineal pushover de estructura reforzada

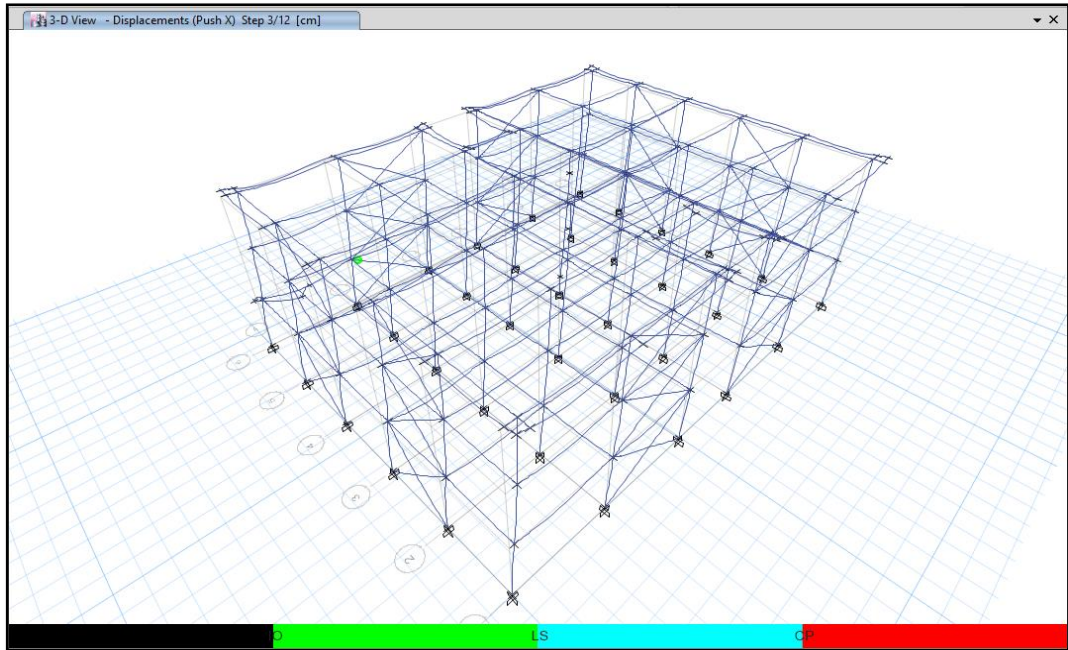
3.8.1. Formación de rótulas plástica

Tabla N° 113: Rótulas plásticas en sentido X

Rótulas plásticas					
Paso	Nivel de desempeño	Elemento	d (cm)	V (Ton)	
3	Ocupación inmediata	1 rótula	-Riostras	4.4464	826.65
11	Ocupación inmediata	6 rótulas	-Riostras	18.4271	1034.88
	Seguridad de vida	2 rótulas	-Riostras		
	Prevención de colapso	8 rótulas	-Riostras		
12	Ocupación inmediata	101 rótulas	-Riostras	22.7471	1022.43
			-Vigas		
			-Columnas		
	Seguridad de vida	3 rótulas	-Riostras		
			-Columnas		
	Prevención de colapso	16 rótulas	-Riostras		
-Columnas					

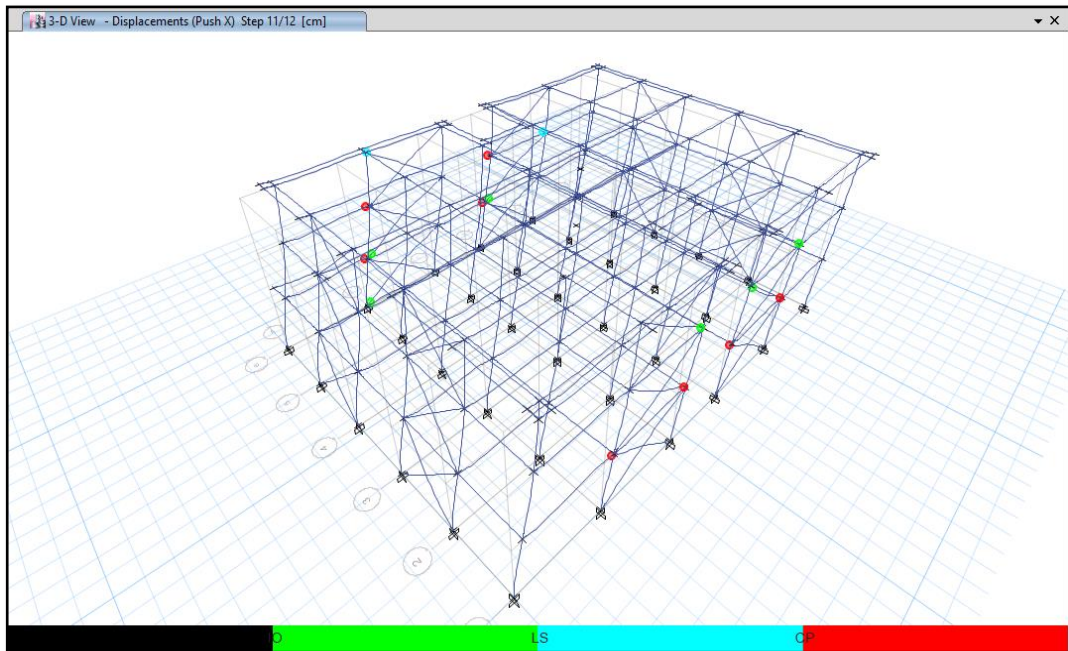
Fuente: Etabs 2016

Figura N° 149: Formación de rótulas sentido X, paso 3



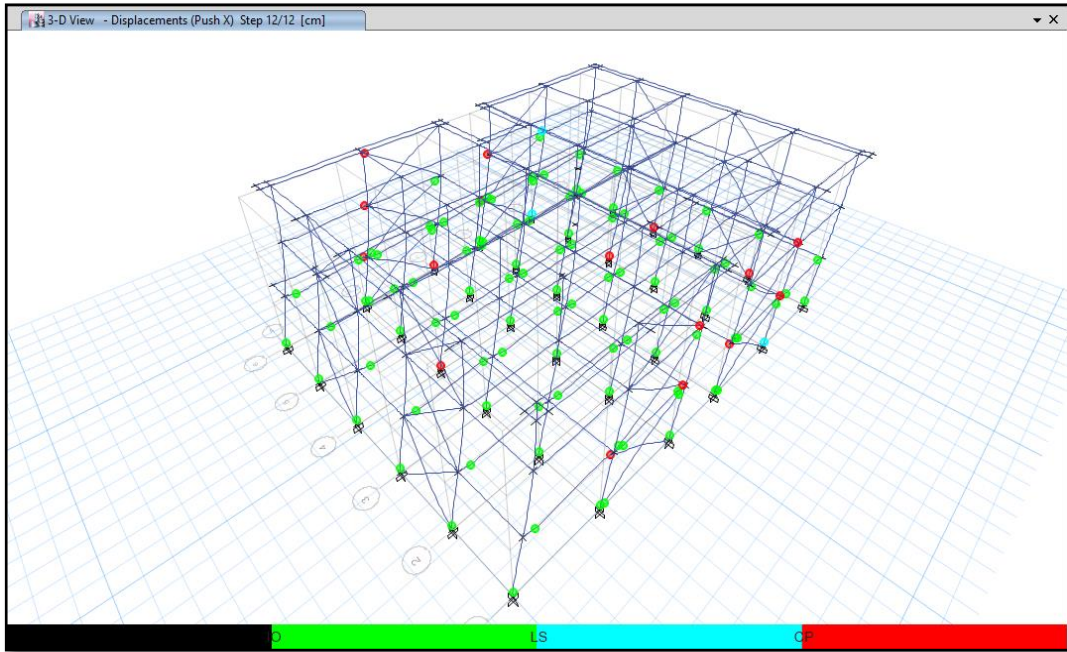
Fuente: Etabs 2016

Figura N° 150: Formación de rótulas sentido X, paso 11



Fuente: Etabs 2016

Figura N° 151: Formación de rótulas sentido X, paso 12



Fuente: Etabs 2016

Como se puede observar la primera rótula en sentido X se formó en la riostra a un nivel de ocupación inmediata, con un desplazamiento de 4.4464 cm y un cortante de 826.65 ton, posteriormente se forman nuevas rótulas a niveles de desempeño de seguridad de vida y prevención de colapso en las riostras, con un desplazamiento de 18.4271 cm y un cortante de 1034.88 ton, como solo se han formado rótulas de prevención de colapso en las riostras la estructura aún no es inestable, finalmente en el último paso se formaron 16 rótulas de prevención de colapso en columnas y diagonales a un desplazamiento de 22.7471cm y un cortante de 1022.43 ton, siendo este el punto donde la estructura llega al colapso.

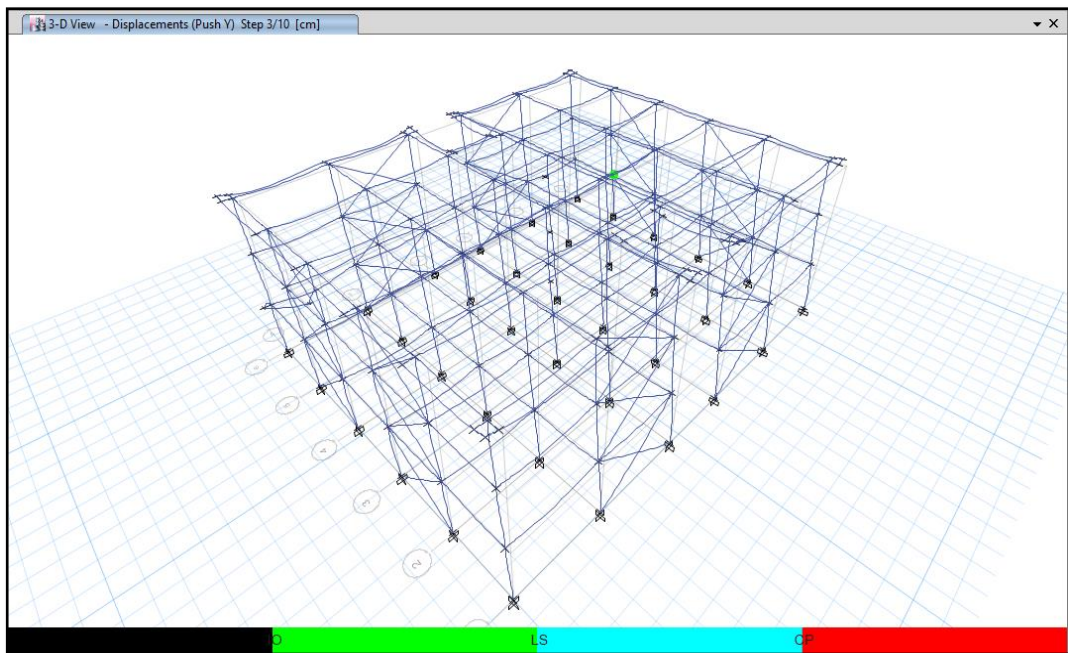
Tabla N° 114: Rótulas plásticas en sentido Y

Rótulas plásticas					
Paso	Nivel de desempeño		Elemento	d (cm)	V (Ton)
3	Ocupación inmediata	1 rótula	-Diagonales	4.4821	791.82
9	Ocupación inmediata	16 rótulas	-Diagonales	17.4515	957.69

	Seguridad de vida	1 Rótula	-Diagonales		
	Prevención de colapso	8 rótulas	-Diagonales		
10	Ocupación inmediata	90 rótulas	-Diagonales	19.6115	951.33
			-Vigas		
			-Columnas		
	Seguridad de vida	4 rótulas	-Diagonales		
			-Columnas		
	Prevención de colapso	11 rótulas	-Diagonales		
-Columnas					

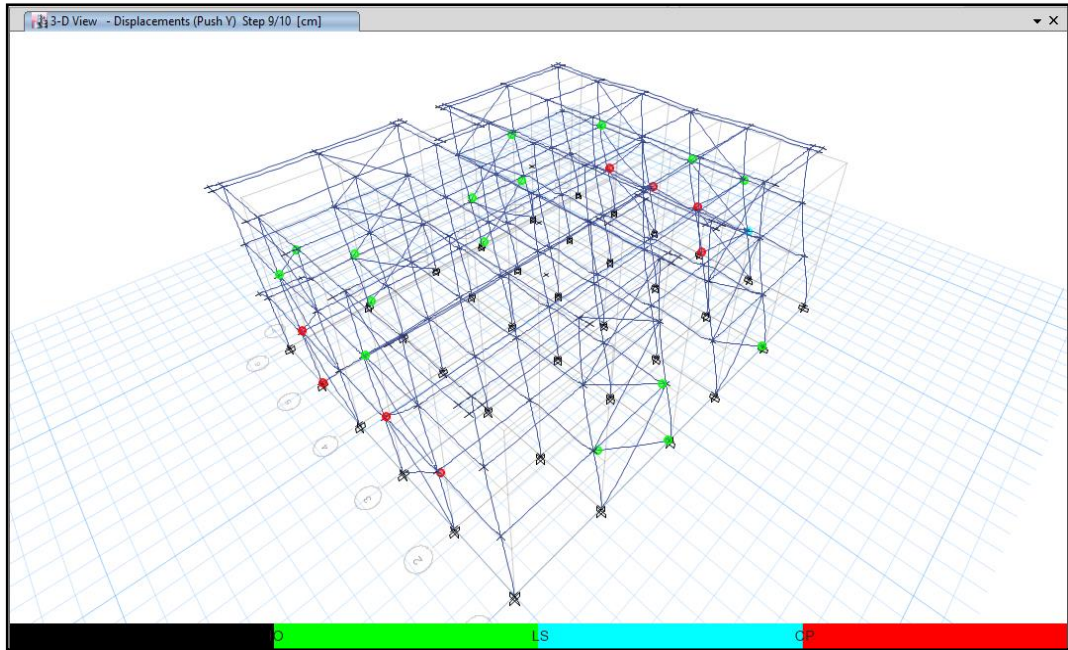
Fuente: Etabs 2016

Figura N° 152: Formación de rótulas sentido Y, paso 3



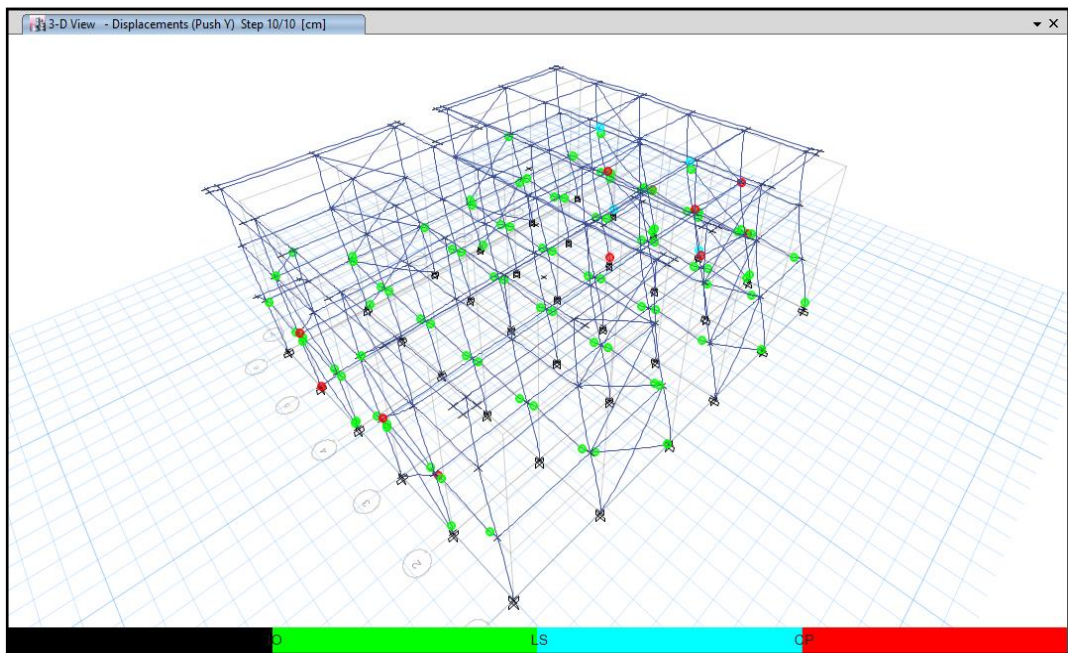
Fuente: Etabs 2016

Figura N° 153: Formación de rótulas sentido Y, paso 9



Fuente: Etabs 2016

Figura N° 154: Formación de rótulas sentido Y, paso 10

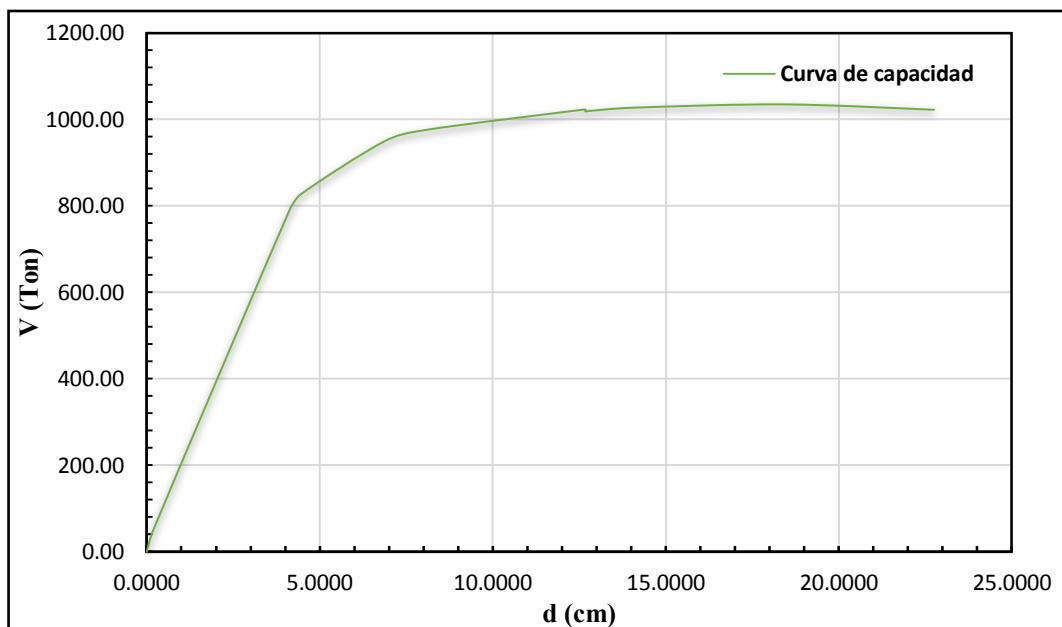


Fuente: Etabs 2016

La primera rótula en sentido Y se forma en la diagonal con un desplazamiento de 4.4821 cm y un cortante de 791.82 ton a un nivel de ocupación inmediata, posteriormente se forman las rótulas a niveles de desempeño de seguridad de vida y prevención de colapso en las diagonales con un desplazamiento de 17.4515 cm y un cortante de 957.69 ton, la estructura aún se mantiene estable, continua en el último paso donde se genera finalmente 11 rótulas en columnas y diagonales a nivel de prevención de colapso con un desplazamiento de 19.6115 cm y un cortante de 951.33 ton, siendo este el punto donde la estructura llega al colapso.

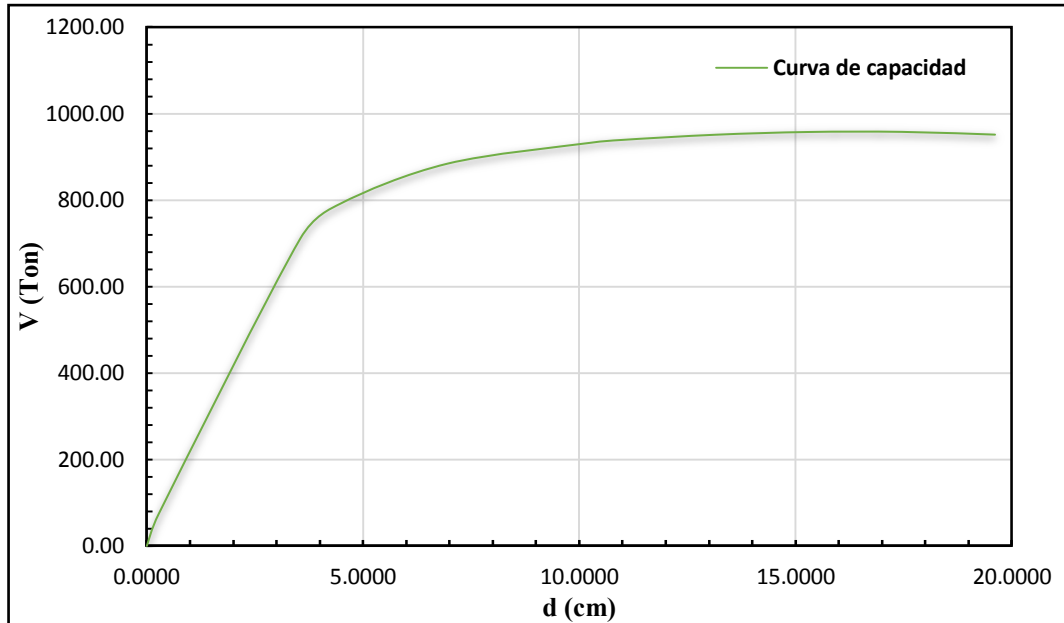
3.8.2 Curva de capacidad

Figura N° 155: Pushover sentido X



Fuente: Etabs 2016

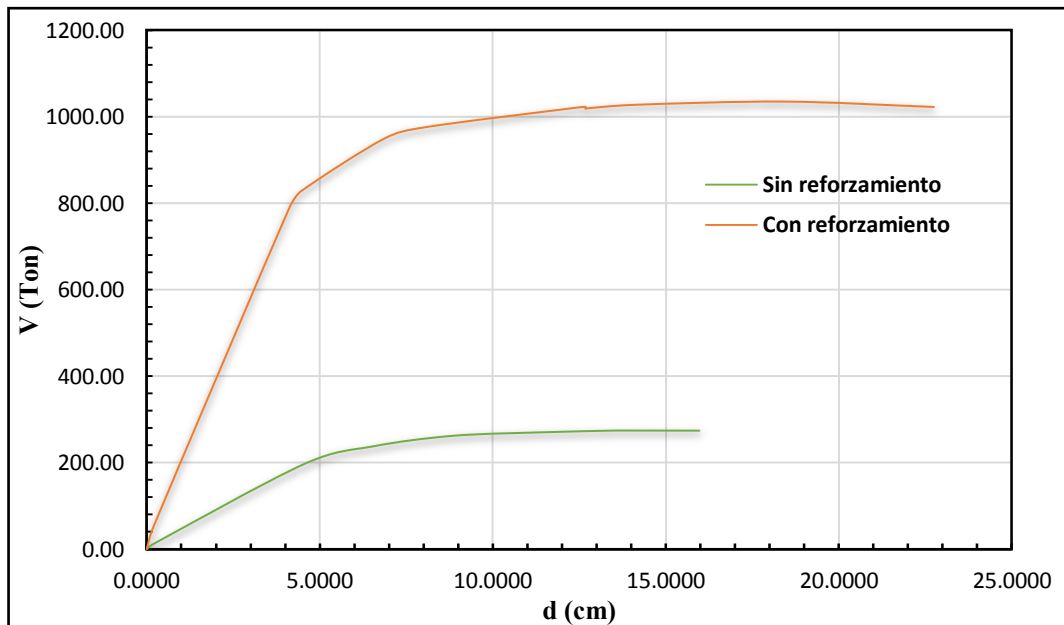
Figura N° 156: Pushover sentido Y



Fuente: Etabs 2016

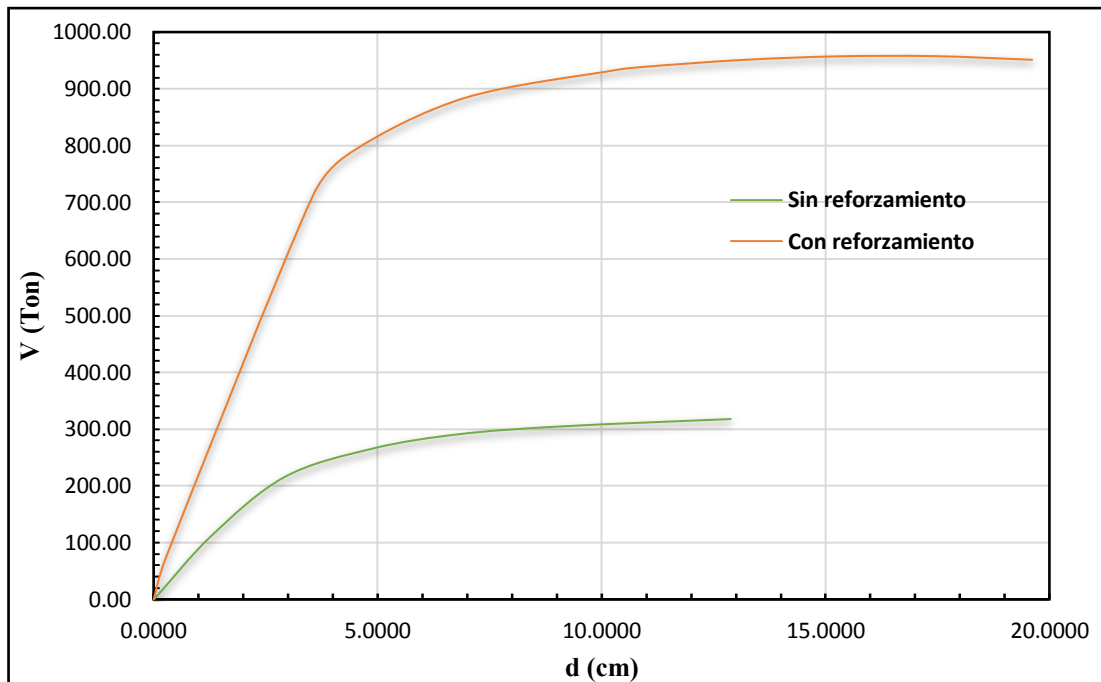
3.8.3. Curva de capacidad de estructura reforzada vs estructura no reforzada

Figura N° 157: Pushover de estructura reforzada y no reforzada, sentido X



Fuente: Etabs 2016

Figura N° 158: Pushover de estructura reforzada y no reforzada, sentido Y



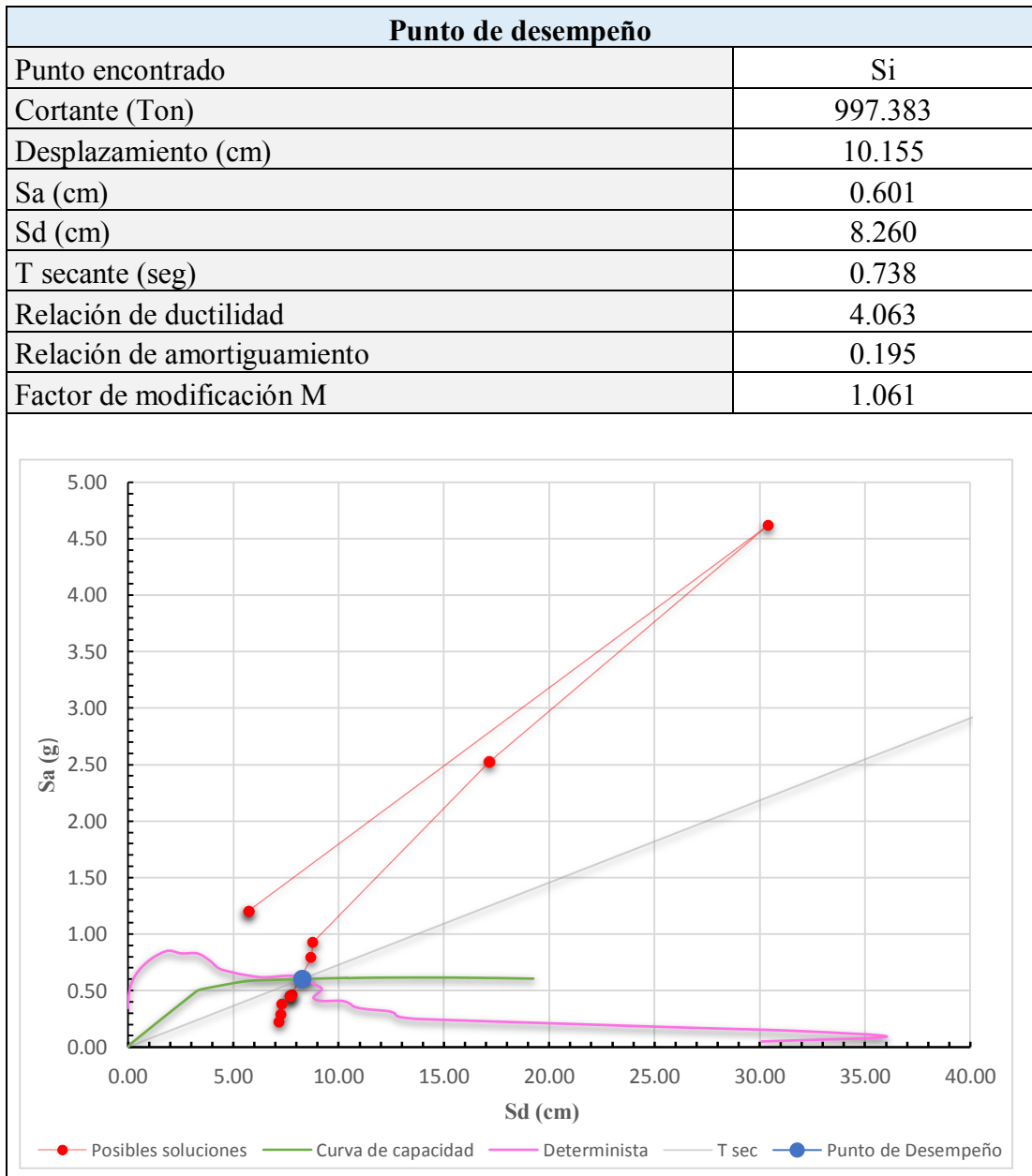
Fuente: Etabs 2016

La curva de capacidad de la estructura reforzada frente a la curva de capacidad de la estructura no reforzada es mucho mayor en resistencia y ductilidad, el cortante que puede absorber la estructura aumentó considerablemente con el reforzamiento, así como también la capacidad de desplazarse antes de llegar al colapso. La incorporación de las cruces de San Andrés son las que se encargan de aumentar mayor resistencia y el encamisado con perfiles de acero en las secciones de hormigón armado, son las que otorgan mayor ductilidad a la estructura.

3.8.4. Punto de desempeño

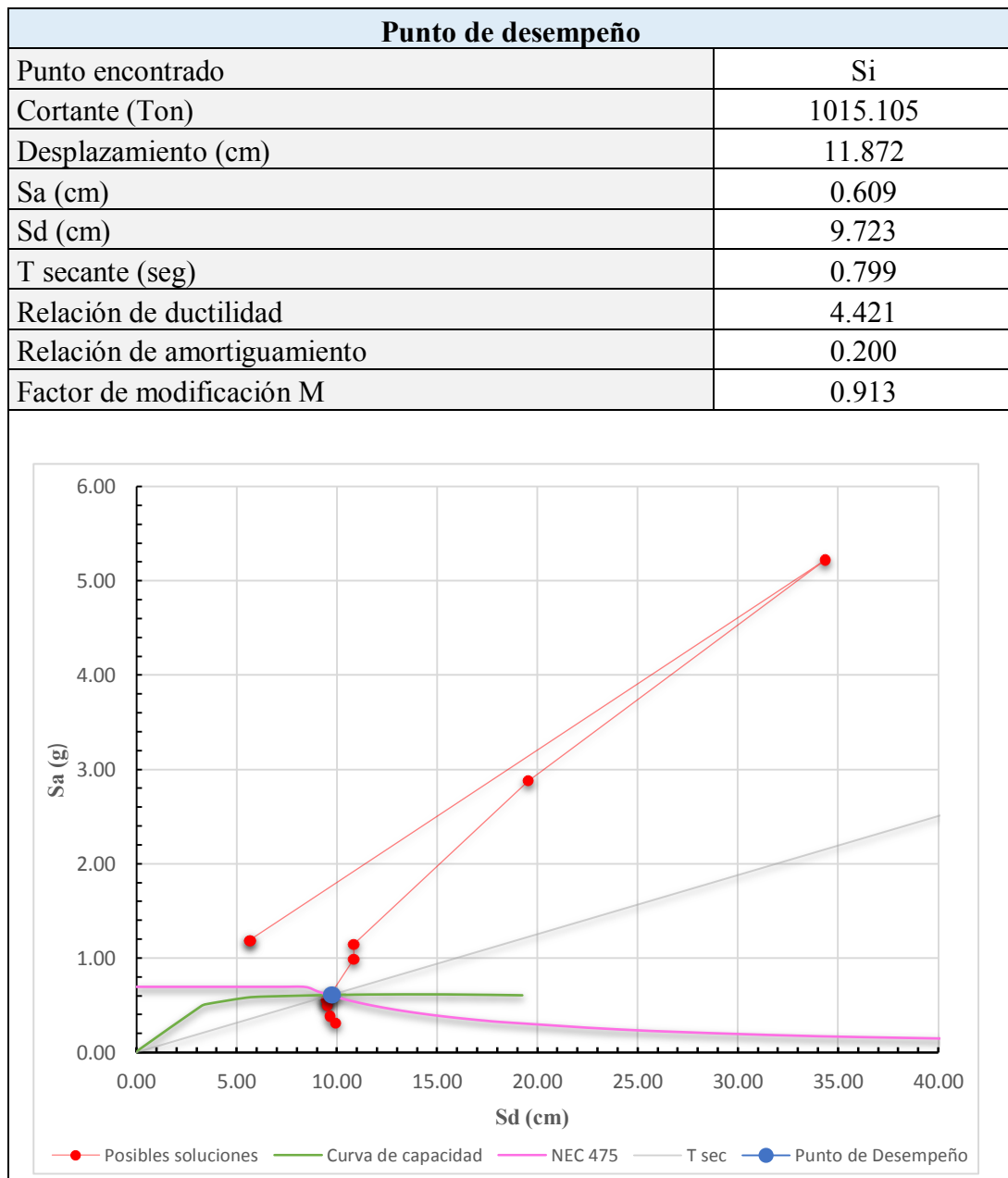
Con el reforzamiento propuesto se determina el punto de desempeño para cada uno de los espectros definidos, el espectro de respuesta determinista, los espectros de respuesta de la NEC con periodos de retorno de 475 años y 2500 años.

Figura N° 159: Punto de desempeño, espectro determinista, sentido X



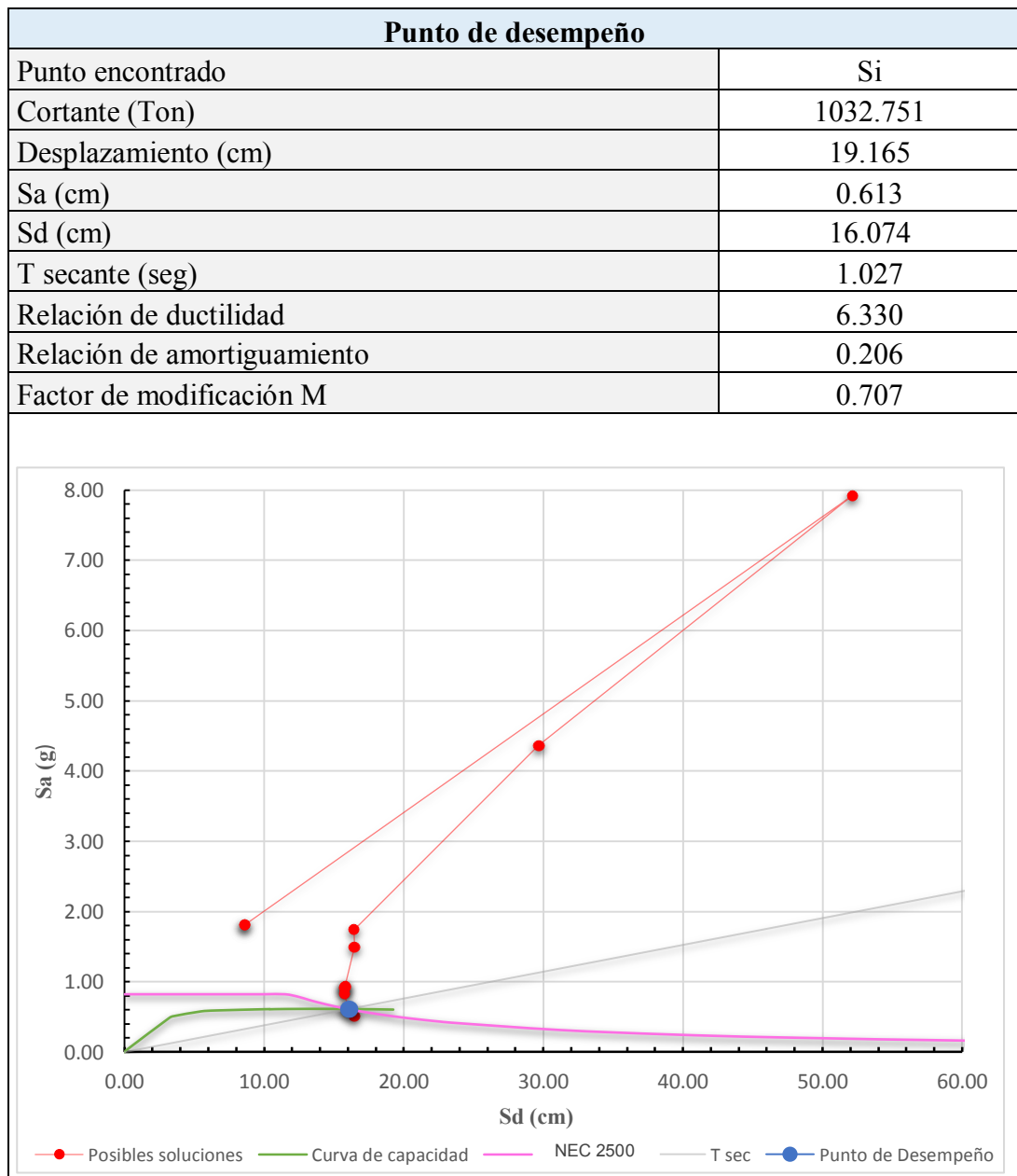
Fuente: Etabs 2016

Figura N° 160: Punto de desempeño, espectro NEC 2015, Tr=475 años, sentido X



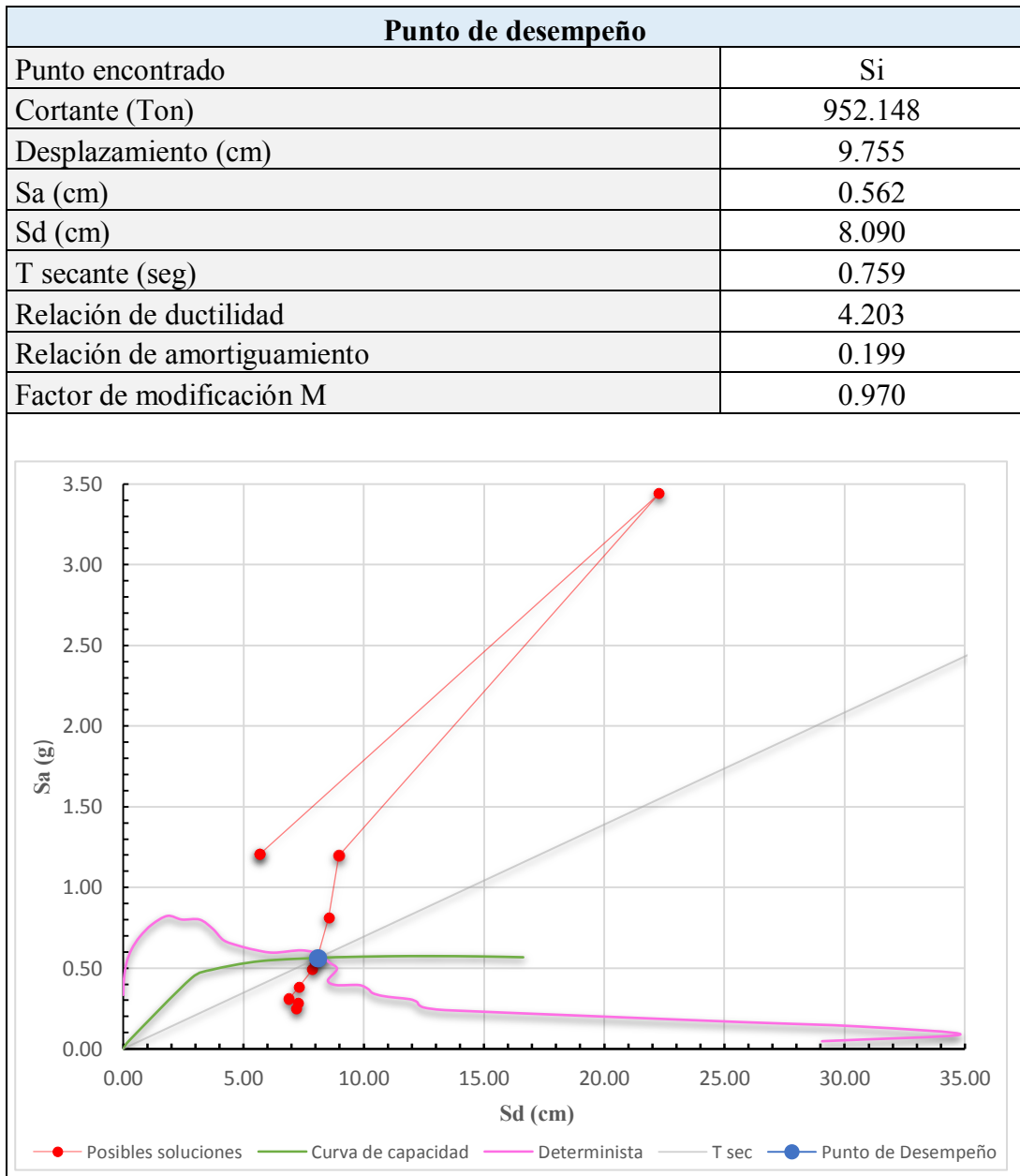
Fuente: Etabs 2016

Figura N° 161: Punto de desempeño, espectro NEC 2015, Tr=2500 años, sentido X



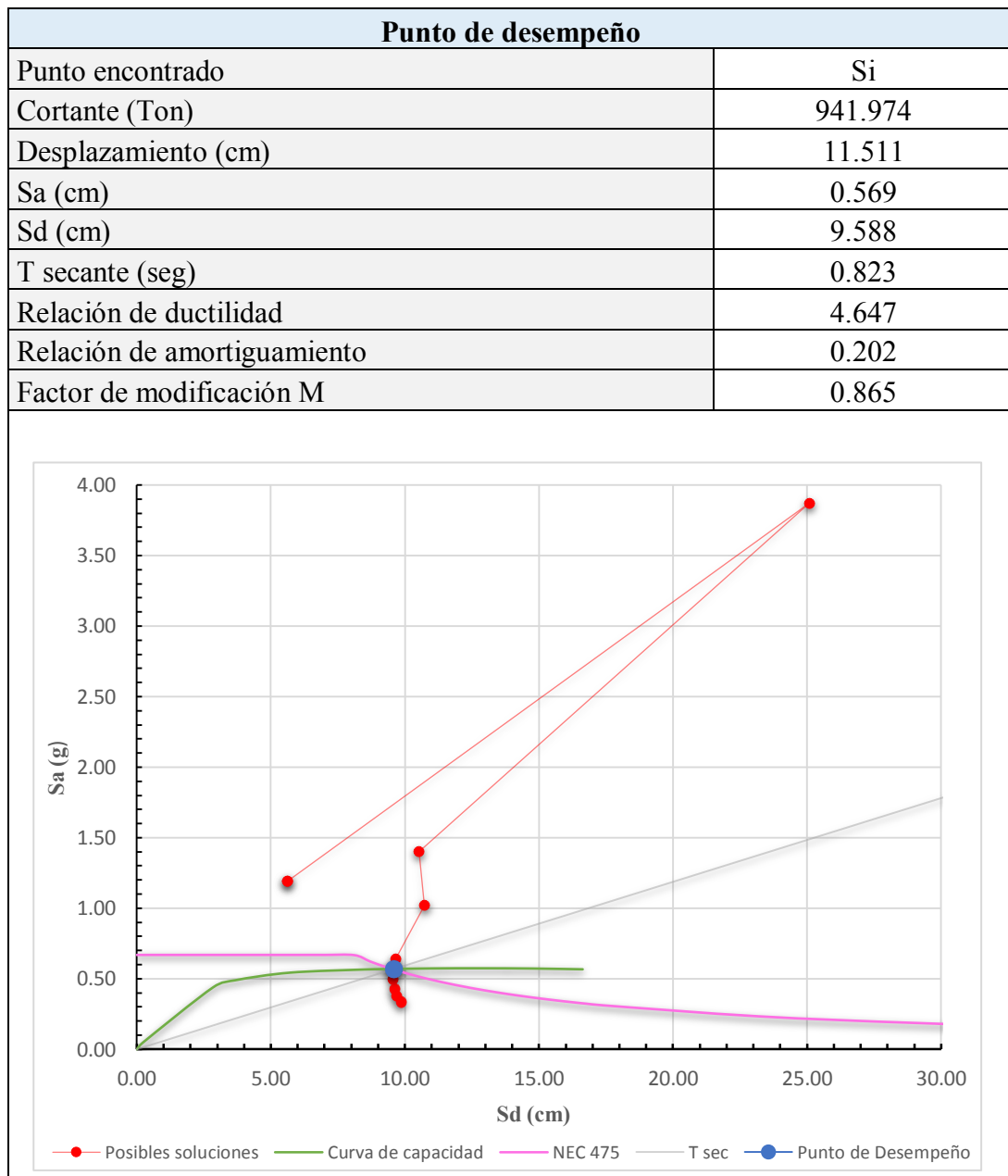
Fuente: Etabs 2016

Figura N° 162: Punto de desempeño, espectro determinista, sentido Y



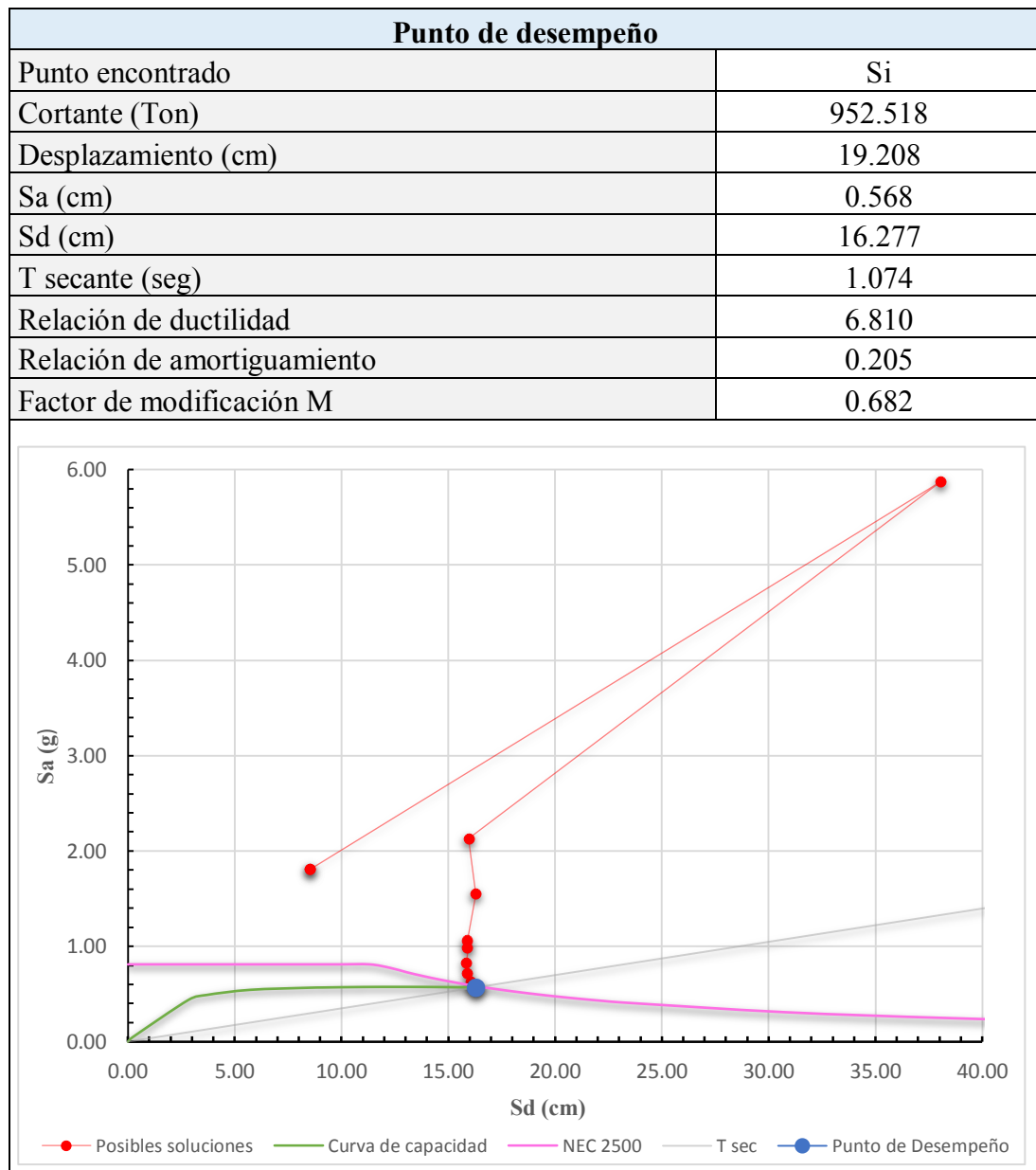
Fuente: Etabs 2016

Figura N° 163: Punto de desempeño, espectro NEC 2015, Tr=475 años, sentido Y



Fuente: Etabs 2016

Figura N° 164: Punto de desempeño, espectro NEC 2015, $T_r=2500$ años, sentido Y



Fuente: Etabs 2016

Se ha obtenido el punto de desempeño de la estructura de acuerdo al método de linealización equivalente descrito por el FEMA 440, como se observa en cada figura, la estructura alcanza un punto de desempeño para cada demanda sísmica en ambos sentidos X e Y. Debe evaluarse cada punto de desempeño con el fin de verificar si la estructura cumple con el objetivo de desempeño descrito por la NEC.

3.8.5. Representación bilineal de la curva de capacidad

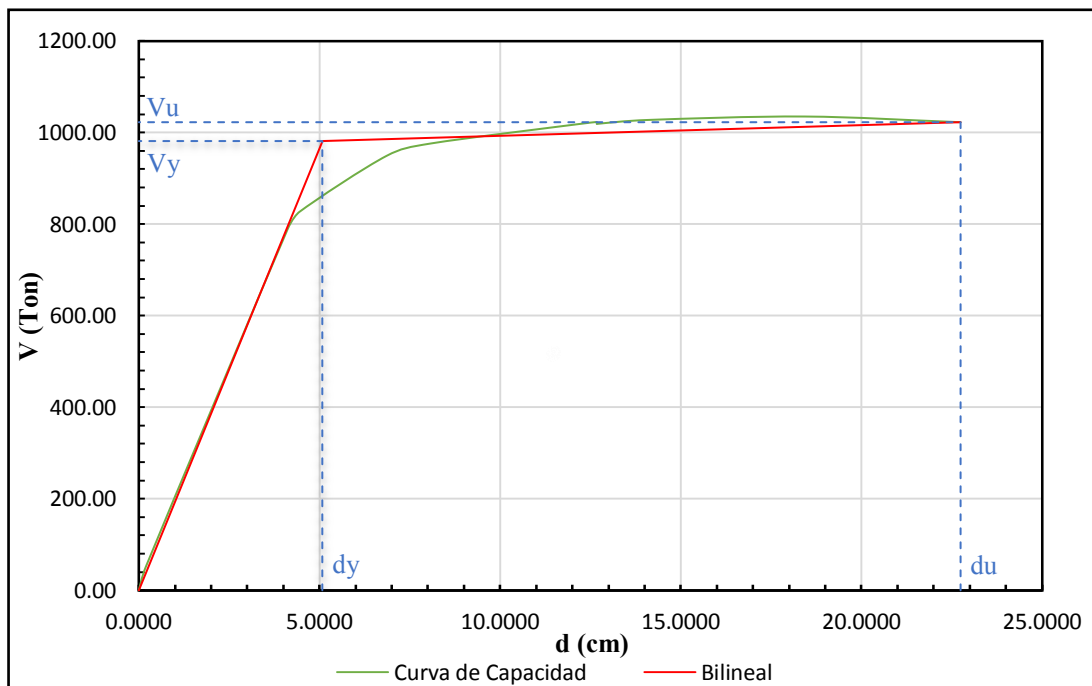
La curva de capacidad de la estructura debe ser representada en una curva bilineal, esta representación bilineal se ha realizado de acuerdo a los lineamientos descritos por el FEMA 356.

Tabla N° 115: Puntos para la representación bilineal de la curva de capacidad, sentido X

Punto de fluencia efectiva	
Dy (cm)	Vy (Ton)
5.0787	981.27
Punto antes del colapso	
Du (cm)	Vu (Ton)
22.7470	1022.43
Rigidez inicial	
Ki (ton/m)	263.72
Rigidez lateral efectiva	
Ke (ton/m)	193.21
Rigidez post-elástica	
α	0.0121

Fuente: Etabs 2016

Figura N° 165: Representación bilineal de la curva de capacidad, sentido X



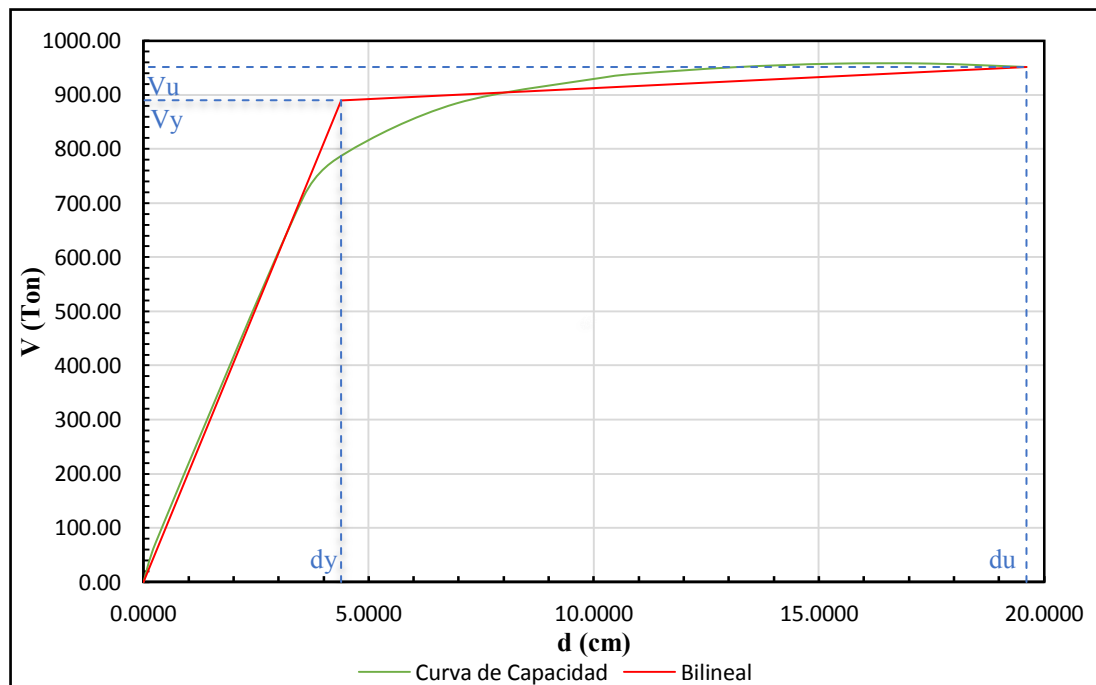
Fuente: Etabs 2016

Tabla N° 116: Puntos para la representación bilineal de la curva de capacidad, sentido Y

Punto de fluencia efectiva	
Dy (cm)	Vy (Ton)
4.3886	889.9552
Punto antes del colapso	
Du (cm)	Vu (Ton)
19.6115	951.33
Rigidez inicial	
Ki (ton/m)	267.37
Rigidez lateral efectiva	
Ke (ton/m)	202.79
Rigidez post-elástica	
α	0.0199

Fuente: Etabs 2016

Figura N° 166: Representación bilineal de la curva de capacidad, sentido X

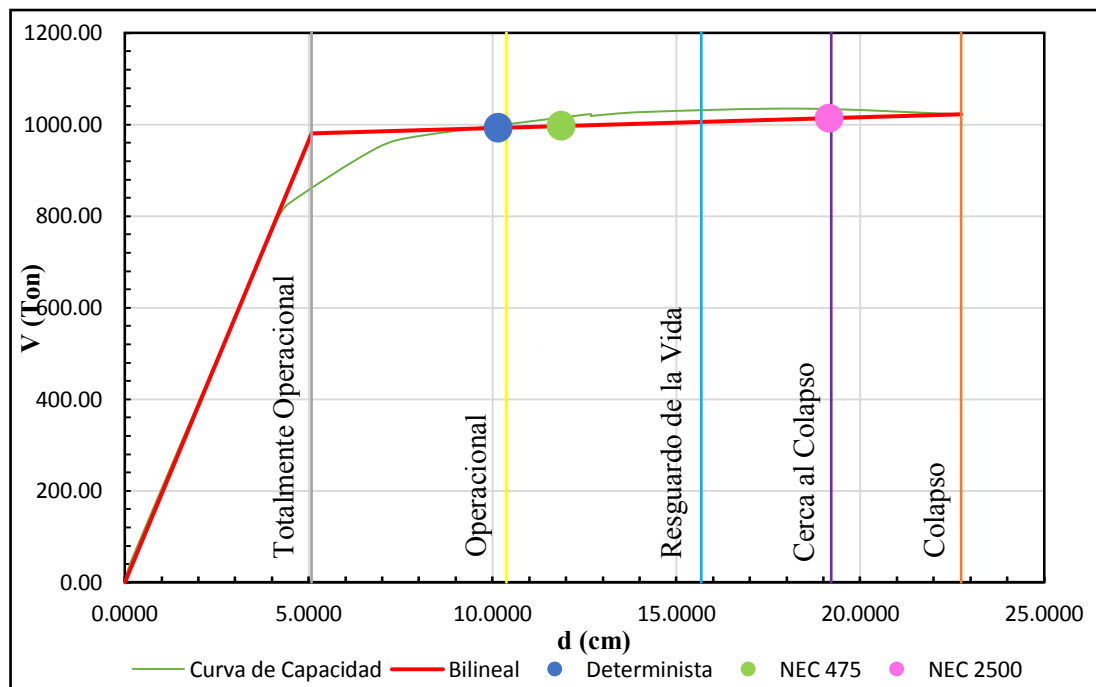


Fuente: Etabs 2016

3.8.6. Evaluación del nivel de desempeño de la estructura reforzada

Se realiza la sectorización de la curva bilineal de acuerdo al nivel de desempeño como lo establece el comité VISION 2000, en la curva bilineal se grafica los puntos de desempeño obtenidos por cada demanda sísmica, así si podrá verificar el nivel de desempeño alcanzado en la estructura.

Figura N° 167: Nivele de desempeño obtenido por cada demanda sísmica en sentido X



Fuente Etabs 2016

Tabla N° 117: Nivele de desempeño esperado en la estructura en sentido X (estructura especial)

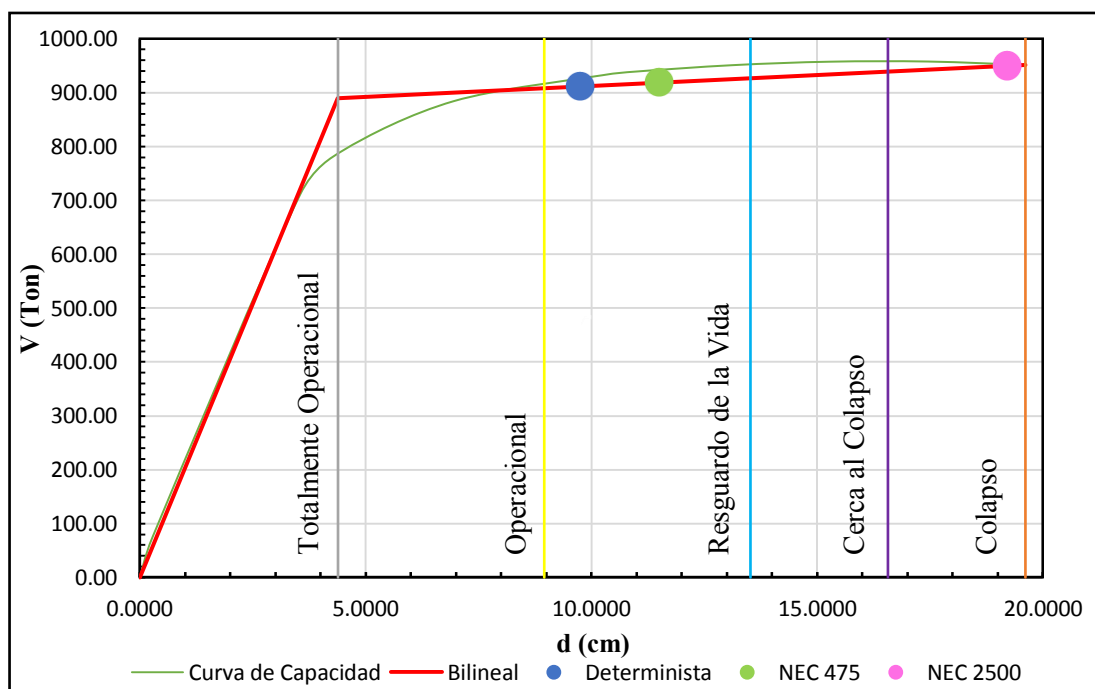
Espectros de demanda	Totalmente operacional (TO)	Operacional (IO)	Resguardo de la vida (LS)	Cerca al colapso (CP)	Colapso	Objetivo de desempeño
Determinista						Cumple
NEC 475						Cumple
NEC 2500						Cumple

Fuente: Bryan Bedón

El edificio de Administración de Empresas bloque 1, de la facultad de Ciencias Administrativas se considera un edificio especial de acuerdo a la NEC 2015, los edificios que pertenecen a esta categoría deben garantizar que se alcance un nivel de desempeño de prevención de colapso ante un sismo muy raro de periodo de retorno de 2500 años, además se debe garantizar que la estructura se encuentre en un nivel de desempeño de seguridad de vida ante un sismo raro de periodo de retorno de 475 años.

Con los resultados de la tabla N° 117, se puede observar que la estructura cumple con los objetivos de desempeño de la NEC 2015 en el sentido X, para el sismo determinista la estructura se encuentra en un nivel de desempeño operacional, en el sismo de periodo de retorno 475 años la estructura llega a un nivel de desempeño de seguridad de vida y para el sismo de 2500 años la estructura se encuentra cerca al colapso, cumpliendo con los desempeños objetivos de la NEC 2015.

Figura N° 168: Nivele de desempeño obtenido por cada demanda sísmica en sentido Y



Fuente Etabs 2016

Tabla N° 118: Nivele de desempeño esperado en la estructura en sentido Y
(estructura especial)

Espectros de demanda	Totalmente operacional (TO)	Operacional (IO)	Resguardo de la vida (LS)	Cerca al colapso (CP)	Colapso	Objetivo de desempeño
Determinista						Si
NEC 475						Si
NEC 2500						Si

Fuente: Bryan Bedón

En el sentido Y también se cumplen con los objetivos de desempeño esperados en la edificación como se muestra en la tabla N° 118, los espectros determinista y NEC de periodo de retorno de 475 años alcanzan un nivel de desempeño de seguridad de vida y con el espectro de periodo de retorno de 2500 años la estructura llega a un nivel cerca al colapso.

El daño esperado en la edificación depende de los niveles de desempeño alcanzados con cada espectro de demanda, para un nivel de desempeño operacional que fue obtenido por el espectro determinista en sentido X, los daños que presentará la estructura en sus elementos estructurales y no estructurales serán ligeros, las instalaciones y servicios no se verán interrumpidos o lo serán ligeramente, su reparación es inmediata y no existe amenaza de vida para sus ocupantes

En el nivel de seguridad de vida, alcanzado por el espectro determinista y NEC de 475 años de periodo de retorno en ambos sentidos, la estructura presentará daños estructurales y no estructurales moderados, muchos servicios se interrumpirán, pero se asegura la vida de sus ocupantes, la estructura deberá ser evaluada ante una reparación.

Finalmente, en el nivel de desempeño cerca al colapso, obtenido por el espectro NEC de 2500 años de periodo de retorno en ambos sentidos, los daños provocados serán severos y prácticamente irreparables, ante una réplica el edificio colapsaría.

Como se ha alcanzado los objetivos de desempeño sísmico de la NEC 2015, se demuestra que el reforzamiento propuesto en la edificación es el adecuado.

3.9. Verificación de la hipótesis

Los análisis realizados en el edificio de Administración de Empresas, bloque 1 de la Universidad Técnica de Ambato, aplicando los métodos cualitativos y cuantitativos, demostraron que estructura es potencialmente peligrosa ante una actividad sísmica, aplicando los métodos cualitativos de evaluación visual rápida, se determinó un grado de vulnerabilidad y probabilidad de colapso alta, mientras que el análisis realizado por los métodos cuantitativos, la estructura no alcanza los objetivos de desempeño descritos por la norma NEC 2015 ante las distintas amenazas sísmicas, con el reforzamiento propuesto se logró estabilizar a la estructura haciéndola menos vulnerable y cumpliendo con los criterios normativos actuales.

CAPÍTULO 1V

CUNCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. Conclusiones

- De acuerdo al ensayo realizado con el martillo esclerométrico, se ha determinado la resistencia de vigas y columnas obteniendo un valor promedio de 250 kg/cm². Mediante el número de golpes, cuyo valor promedio obtenido fue de 38, se concluyó que es un suelo tipo D, porque de acuerdo a la NEC, un suelo tipo D se encuentra en el intervalo de $50 > N \geq 15$, se comprobó el tipo de suelo con la velocidad de onda de corte donde se obtuvo un valor de $V_s = 333.48$ m/s, donde un tipo de suelo D se encuentra en un intervalo de $360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$, y de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos (SUCS), el tipo de suelo obtenido fue una arena limosa; mezcla de arena, grava y limo.
- Aplicando las metodologías de evaluación visual rápida con las matrices del FEMA 154, se pudo determinar que la estructura presenta una probabilidad alta de colapso, la puntuación final obtenida fue de 0.3, la cual es la puntuación mínima de los formularios de evaluación, mientras que utilizando las matrices de evaluación de la NEC 2015, la puntuación final fue de -0.8, la estructura presenta un nivel de vulnerabilidad alta requiriendo un análisis más detallado para la evaluación estructural.
- Se concluye que la estructura presenta irregularidades que afectan el desempeño haciéndola más vulnerable, la irregularidad de columna corta es considerada como irregularidad muy grave de acuerdo al FEMA y debe eliminarse, se presenta problemas de golpeteo debido a la existencia de estructura de menor altura adyacente al edificio en estudio lo que provoca un aumento de su vulnerabilidad.
- Con el análisis dinámico espectral se determinó que la estructura presenta un periodo de vibración de 0.837s, mucho mayor al 30% del periodo de vibración calculado por la NEC 2015, las derivas en cada nivel de la estructura sobrepasan el 2% de deriva permitido por la NEC, siendo la deriva más alta el valor de 3.55% en sentido X, correspondiente al nivel N: +7.20 de la

estructuran, los primeros modos de vibración de la estructura son traslacionales, por lo que no presenta problemas de torsión, debido a que la estructura es muy flexible requiere de un reforzamiento estructural.

- Se analizó los elementos estructurales resistentes a carga lateral, el momento de demanda de las vigas es muy alto comparado con su capacidad, obteniendo una relación de demanda-capacidad mayores a 1, en el caso de las columnas, muchas cargas de demanda se encuentran fuera del diagrama de iteraciones, siendo una sección incapaz de resistir las solicitaciones de carga.
- Con el análisis estático no lineal, se obtuvo la curva de capacidad de la estructura, utilizando el método de linealización equivalente del FEMA 440 para determinar el punto de desempeño, se pudo observar que la capacidad de la estructura es muy pobre para poder resistir las distintas fuerzas sísmicas expresadas en espectros de demanda, no se obtuvo ningún punto de desempeño en ningún caso por lo que representa el colapso de la estructura en cada demanda sísmica.
- Se pudo determinar las vibraciones producidas por excitaciones al caminar de las personas en el entrepiso de la estructura, estas vibraciones no representan un problema en la edificación debido a que la fracción de aceleración ($a_o / g\%$) no sobrepasa el límite de 0.50% establecido por el AISC, siendo el resultado más crítico de 0.13%.
- Se planteó un reforzamiento en la estructura para controlar los desplazamientos excesivos con cruces de San Andrés en marcos exteriores existentes y para aumentar la ductilidad se utilizó el encamisado de acero en los elementos estructurales, el periodo fundamental obtenido por la estructura reforzada es de 0.422s, menor al periodo permitido y calculado por la NEC, el cual fue de 0.426s, se logró disminuir las derivas de piso y ninguna sobrepasa el 2%, la deriva más alta que se obtuvo es del 1% en sentido Y, nivel N+ 7.20, los primeros modos de vibración de la estructura siguen siendo traslacionales, es decir no presenta problemas de torsión.
- Se analizó los elementos estructurales reforzados, en el caso de las vigas las demandas no sobrepasan la capacidad de la sección de viga, llegando a una relación de demanda-capacidad a 1 en el caso más crítico, en las columnas reforzadas, las cargas de demandan caen dentro del diagrama de iteraciones, lo

que significa que la sección de columna es capaz de soportar las solicitaciones de carga.

- La curva de capacidad de la estructura reforzada es mucho mayor en resistencia y ductilidad respecto a la estructura no reforzada, se pudo obtener el punto de desempeño para cada demanda sísmica y se evaluó el nivel de desempeño por cada demanda, en el caso del espectro determinista, el nivel de desempeño alcanzado es operacional y de seguridad de vida en sentido X y Y respectivamente, el desempeño alcanzado por el espectro de la NEC con un periodo de retorno de 475 años es de seguridad de vida en ambos sentidos y para el espectro de sismo raro de periodo de retorno de 2500 años, se obtuvo un desempeño cerca del colapso en ambos sentidos, cumpliendo con los niveles de desempeño esperados por la NEC 2015.

4.2. Recomendaciones

- Se recomienda contar con los equipos necesarios para la obtención de resistencia y armado de acero para realizar un análisis más real de la estructura.
- Realizar un curso o tener un amplio conocimiento acerca del uso del Etabs para realizar un correcto modelado de la estructura, especialmente para el análisis estático no lineal pushover.
- Conocer las técnicas de reforzamiento estructural y los métodos de construcción más factibles para que se garantice de mejor manera un comportamiento monolítico entre la estructura existente y el reforzamiento.
- Realizar un estudio de vibraciones de la estructura con la implementación de acelerómetros para la obtención de resultados más cercanos a la realidad.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] L. P. Viera Arroba, “Diseño Sísmico Basado En Desempeño De edificios De Hormigón Armado.,” p. 84, 2004.
- [2] P. Avila, M. Elizabeth, and E. Terán, “UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ Colegio de Postgrados,” 2017.
- [3] P. C. y V. 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, no. 9, pp. 1689–1699, 2017.
- [4] G. Montalvo, “Análisis Cuantitativo y Cualitativo del grado de vulnerabilidad sísmica de la Facultad de Ciencias Administrativas de la Universidad Técnica de Ambato, Campus Huachi,” 2019.
- [5] J. Morán, *Aplicación de la metodología FEMA 154 para la evaluación de daños estructurales en edificaciones luego de un evento sísmico*. 2016.
- [6] E. La and V. Sísmica, “Revision de Literatura sobre metodologías para evaluar la vulnerabilidad sísmica de edificaciones,” vol. 14, no. 1987, pp. 184–224, 1992.
- [7] E. Diego, A. Valencia, E. Luis, and F. Guevara, *Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente*. .
- [8] NEC-15, “Guia-5-Evaluacion-Y-Rehabilitacion de Estructuras,” *Norma Ecuatoriana la Construcción*, vol. 5, pp. 1–185, 2015.
- [9] P. D. Quinde Martínez and E. Reinoso Angulo, “ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO DE ECUADOR Y PROPUESTA DE ESPECTROS DE DISEÑO PARA LA CIUDAD DE CUENCA,” *Rev. Ing. Sísmica*, 2016.
- [10] C. D. E. I. Civil, “DISEÑO POR DESEMPEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO MEDIANTE LOS

CÓDIGOS FEMA, UTILIZANDO ETABS,” 2011.

- [11] FEMA, “FEMA 349 - Action Plan for Performance Based Seismic Design,” *Fema 349*, p. 66, 2000.
- [12] R. Oviedo, “Investigaciones en Ingeniería Civil - Pagina,” Jan-2004. [Online]. Available: <http://oviedos.tripod.com/peligr.htm>. [Accessed: 09-Jul-2020].
- [13] L. Esteva Maraboto, “Peligro, Vulnerabilidad y Riesgo Síncios,” *Ciencia, Rev. la Acad. Mex. Ciencias*, vol. 69, no. 2, pp. 30–35, 2018.
- [14] “Propuesta metodológica para la evaluación cualitativa de la vulnerabilidad sísmica del barrio Beneficencia de Valdivia.,” 2017.
- [15] B. Lizundia *et al.*, “Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards: A handbook,” *NCEE 2014 - 10th U.S. Natl. Conf. Earthq. Eng. Front. Earthq. Eng.*, no. January, 2014.
- [16] G. S. O., “ESTUDIO DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA EL SECTOR DE CELIANO MONGE DEL CANTÓN AMBATO”,” *Society*, pp. 14–18, 2018.
- [17] C. D. R. W, “Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings,” *Appl. Technol. Counc.*, vol. 1, p. 334, 1996.
- [18] C. E. D. E. L. Cpu-, U. Con, and D. D. E. Energia, “Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil,” 2017.
- [19] *Errata for Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. 2014.
- [20] D. Shapiro, C. Rojahn, L. D. Reaveley, J. R. Smith, and U. Morelli, “NEHRP Guidelines and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings,” *Earthq. Spectra*, vol. 16, no. 1, pp. 227–239, 2000.
- [21] J. Alberto, H. Caneiro, F. Reforzadas, C. O. N. Barras, and D. E. A. O. Prf, “Comportamiento De Secciones De Hormigón Sometidas a Flexión Reforzadas Con Barras De Acero O Prf,” no. July, 2015.

- [22] V. A. Pinoargote Rovello, “VERIFICACIÓN DEL FACTOR DE REDUCCIÓN SÍSMICO R, PARA EL ANÁLISIS INELÁSTICO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO DE ACUERDO AL NEC-11,” *Implement. Sci.*, vol. 39, no. 1, pp. 1–15, 2014.
- [23] E. D. E. Capacidad and C. O. N. Ceinci, “Espectro de capacidad con ceinci3,” pp. 3–6.
- [24] R. L. Bonett Diaz, “Vulnerabilidad Y Riesgo Sismico De Edificios. Aplicacion a Entornos Urbanos En Zonas De Amenaza Alta Y Moderada,” *Tesis Dr. Univ. Politécnica Cataluña*, 2003.
- [25] FEMA 440, “Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures,” *FEMA 440, Fed. Emerg. Manag. Agency, Washingt. DC*, vol. 440, no. June, p. 392, 2005.
- [26] O. Ortiz, “Algunas consideraciones respecto de los efectos de los modos superiores en estructuras aporticadas,” 2013.
- [27] R. Medina and 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.*, no. 23, pp. 63–77, 2018.
- [28] FEMA, “Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings,” *Rehabil. Requir.*, no. 1, pp. 1–518, 2000.
- [29] T. M. Murray, D. E. Allen, E. E. Ungar, and D. B. Davis, “Vibrations of Steel-Framed Structural Systems Due to Human Activity - Second Edition,” p. 130, 2016.
- [30] D. E. C. R. De and Y. Pisos, “AMBIENT VIBRATION TESTS ON THREE REINFORCED CONCRETE,” no. December, 2017.
- [31] D. M. Ruíz, “Medición e interpretación de las vibraciones en estructuras de entrepiso dentro del subgrupo de ocupación I3: discotecas y/o gimnasios,” 2012.

- [32] “Técnicas de reforzamiento de estructuras construidas de concreto que presentan deficiencias estructurales.”
- [33] P. Jácome, “Determinación de las técnicas de reforzamiento para mejorar el desempeño estructural de un edificio mixto,” p. 194, 2016.
- [34] SIKA, “Reforzamiento de estructuras de concreto,” 2017.
- [35] ACI 318, *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14)*, vol. 10, no. SUPPL. 1. 1984.
- [36] U. D. F. J. de Caldas, “Encamisado en concreto armado para el refuerzo de vigas y columnas de una edificación,” p. 66.
- [37] E. Giménez Carbó, “Estudio experimental y numérico de soportes de hormigón armado reforzados con perfiles metálicos sometidos a esfuerzos de compresión simple,” 2007.
- [38] O. M. G. Cuevas, J. Juan, G. Correa, and B. G. González, “Resistencia a Fuerza Cortante De Columnas De Concreto,” *Rev. Ing. Sísmica*, vol. 70, no. 77, pp. 53–70, 2007.
- [39] F. Räuchle and I. Díaz Tang, “La rehabilitación de estructuras de concreto armado,” *Rev. Química*, vol. 13, no. 1, pp. 39–53, 1999.
- [40] N. Rudeli and A. Santilli, “Medición de resistencia a tempranas edades del hormigón: método que mejor se ajusta para la determinación de tiempos mínimos de desencofrado de elementos verticales de hormigón,” *Obras y Proy.*, 2017.
- [41] ASTM, “ASTM D6066-96 Standard Practice for Determining the Normalized Penetration Resistance of Sands for Evaluation of Liquefaction Potential,” pp. 1–16, 1996.

ANEXOS

ANEXO A

**ENSAYOS DE GRANULOMETRÍA Y LÍMITES DE
ATTERBERG**



CEDICONS

CENTRAL DE ENSAYOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCCIÓN

CLASIFICACION DE SUELOS

PROYECTO: ANALISIS DEL DESEMPEÑO SISMICO DE LAS FACULTADES DE DISEÑO ARQUITECTURA, CIENCIAS ADMINISTRATIVAS, EDIFICIO DE INGENIERIA MECANICA DE LA UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO
SECTOR: CANTON AMBATO
UBICADO: UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO
MUESTRA N°: 2

PROFUNDIDAD: 2,00 metros
USO:
YACIMIENTO:
FECHA DE RECEPCION: 18/11/2020

ORDEN DE TRABAJO No. 001698
ENSAYADO POR: Sr. Luis Torres
CALCULADO POR: Ing. Paulina Salas
FECHA: 20/11/2020

CAPSULA N°	N° DE GOLPES	PESO CAP. + SUELO HUMEDO	PESO CAP. + SUELO SECO	PESO CAPSULA	W %
X		30,24	29,45	15,70	5,74
7		30,12	29,44	16,30	5,18

HUMEDAD NATURAL 5,46

LIMITE LIQUIDO

LIMITE PLASTICO

HUMEDAD vs N° DE GOLPES
 N - P

GRANULOMETRIA SERIE GRUESA	% PASA
3"	
2"	
1 1/2"	
1"	
3/4"	
3/8"	
N° 4	
PASA N° 4	

SERIE FINA	% PASA
N° 4	
8	
10	5
16	
20	
30	
40	65
50	17
60	
100	
200	235
PASA N° 200	144

PESO INICIAL HUMEDO 400 gr.
 PESO INICIAL SECO 379 gr.

LP= _____
 LL= _____
 IP= _____
 W% 5,46 %

N-P _____ SUCS= SM _____
 NO PLASTICO

TUTOR: ING. BETZABETH SUQUILLO
ALUMNOS: SR. FREDY PIMBO PALTE
 SR. BRAYAN BEDON BASSANTES
 SRA. PAMELA TAMAY TIXE
 Ing. Paulina Salas G.
 TECNICA LABORATORIO CEDICONS



Los Álamos 2. Leopoldo Ormaza Mz. G # 18
 RIOBAMBA - CHIMBORAZO - ECUADOR
 0987170820 - 032306621
 paulinasalas@yahoo.com.mx



CEDICONS

CENTRAL DE ENSAYOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCCIÓN

CLASIFICACION DE SUELOS

PROYECTO: ANALISIS DEL DESEMPEÑO SISMICO DE LAS FACULTADES DE DISEÑO, ARQUITECTURA, CIENCIAS ADMINISTRATIVAS, EDIFICIO DE INGENIERIA MECÁNICA DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
SECTOR: CANTON AMBATO
UBICADO: UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO
MUESTRA N°: 4

PROFUNDIDAD: 3,00 metros
USO:
YACIMIENTO:
FECHA DE RECEPCIÓN: 18/11/2020

ORDEN DE TRABAJO No. 001598
ENSAYADO POR: Sr. Luis Torres
CALCULADO POR: Ing. Paulina Salas
FECHA: 20/11/2020

CAPISULA N°	N° DE GOLPES	PESO CAP. + SUELO HUMEDO	PESO CAP. + SUELO SECO	PESO CAPISULA	W. %
0		35,45	33,85	16,00	8,96
9		38,48	36,68	15,30	8,42

HUMEDAD NATURAL 8,69
LIMITE LIQUIDO
LIMITE PLASTICO

TAMAZ	N°	PESO RETENIDO / PISCAL	PESO RETENIDO / AGUARDADO	N. RETENIDO	N. PASE	N. PASA ESPECIFICADO
GRANULOMETRIA SERIE GRUESA						
3"						
2"						
1 1/2"						
1"						
3/4"						
3/8"						
N° 4						
PASA N° 4						
SERIE FINA						
N° 4						
8						
10		10		3		96
16						
20						
30						
40		90		24		74
50						
60						
100						
200		230		62		36
PASA N° 200		132		36		
		368				

PESO INICIAL HUMEDO 400 gr.
 PESO INICIAL SECO 368 gr.

LP= _____
 LL= _____
 IP= _____
 W% 8,69 % N-P SUCS= _____ SM NO PLASTICO

TUTOR: ING. BETZABETH SUQUILLO
 ALUMNOS: SR. FREDY PIMBO PALTE
 SR. BRAYAN BEDON BASSANTES
 SRA. PAMELA TAMAYO TIXE
 Ing. Paulina Salas G.
 TECNICA LABORATORIO CEDICONS



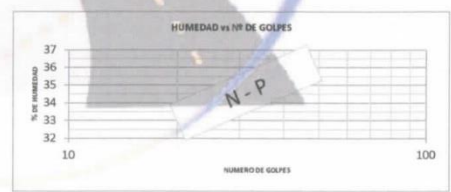
Los Álamos 2. Leopoldo Ormazá Mz. G # 18
 RIOBAMBA – CHIMBORAZO – ECUADOR
 0987170820 - 032306621
 paulinasalas@yahoo.com.mx



CEDICONS

CENTRAL DE ENSAYOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCCIÓN

CLASIFICACION DE SUELOS												
PROYECTO: ANALISIS DEL DESEMPEÑO SISMICO DE LAS FACULTADES DE DISEÑO, ARQUITECTURA, CIENCIAS ADMINISTRATIVAS, EDIFICIO DE INGENIERIA MECANICA DE LA UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO				PROFUNDIDAD: 2.50 metros		ORDEN DE TRABAJO No. 001698						
SECTOR: CANTON AMBATO				USO:		ENSAYADO POR: Sr. Luis Torres						
UBICADO: UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO				YACIMIENTO:		CALCULADO POR: Ing. Paulina Salas						
MUESTRA N°: 3				FECHA DE RECEPCION: 18/11/2020		FECHA: 20/11/2020						
TAMAO	N°	PESO RETENIDO	PESO RETENIDO	N° RETENIDO	N. PAGA	N PAGA EMPORCADO	CAPSULA N°	N° DE GOLPES	PESO CAP. + SUELO HUMEDO	PESO CAP. + SUELO SECO	PESO CAPSULA	W %
GRANULOMETRIA SERIE GRUESA												
3"												
2"												
1 1/4"												
1"												
3/4"												
3/8"												
N° 4												
PASA N° 4												
SERIE FINA												
N° 4												
8												
10			20		6							
16												
20												
30												
40			75		21							
50												
60												
100												
200			215		59							
PASA N° 200			147		41							
			362									
PESO INICIAL HUMEDO				400 gr.								
PESO INICIAL SECO				362 gr.								
LP=	N-P		SUCS=		SM							
LL=	10.53 %				NO PLASTICO							
IP=												
W%												
TUTOR: ING. BETZABETH SUQUILLO												
ALUMNOS: SR. FREDY PIMBO PALTE												
SR. BRAYAN BEDON BASSANTES												
SRA. PAMELA TAMAY IXE												



Paulina Salas
Ing. Paulina Salas G.
TECNICA LABORATORIO CEDICONS

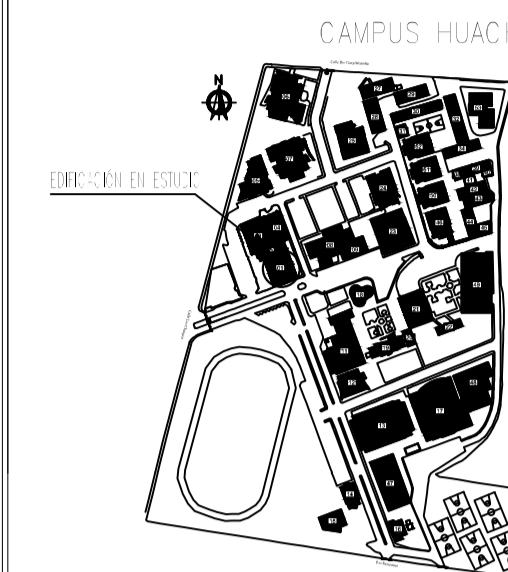


Los Álamos 2. Leopoldo Ormaza Mz. G # 18
RIOBAMBA - CHIMBORAZO - ECUADOR
0987170820 - 032306621
paulinasalas@yahoo.com.mx

ANEXO B

PLANOS ARQUITECTÓNICOS

UBICACIÓN:



PROYECTO:
ESTUDIO DEL EDIFICIO DE ADMINISTRACIÓN DE EMPRESAS, BLOQUE 1

UBICACIÓN:
UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO CAMPUS HUACHI, PARROQUIA CEJANO MONJE

ELABORADO POR:
Ing. Mario Torres

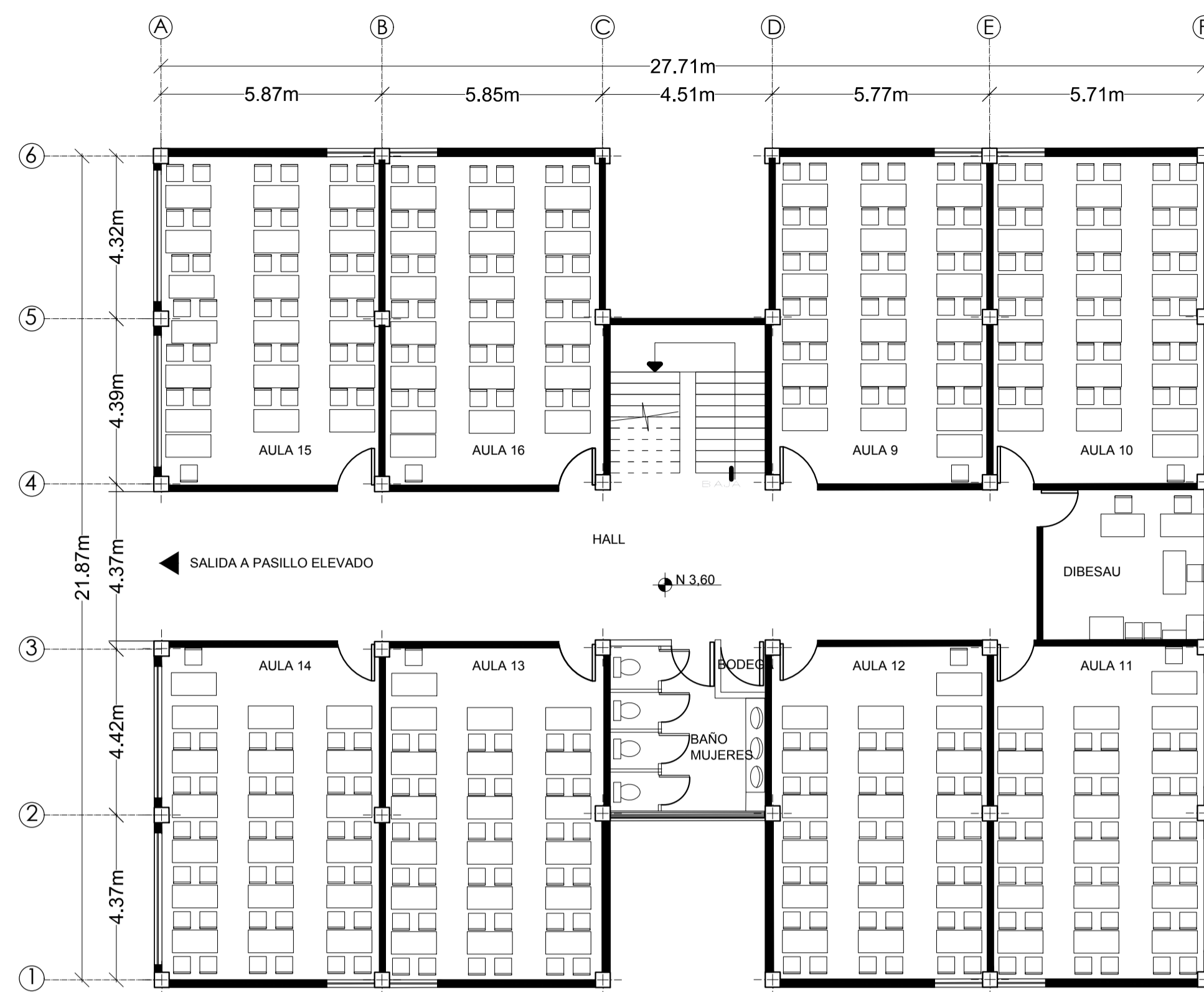
APROBÓ:
Arq. Saúl Medina

CONTIENE:
PLANOS ARQUITECTÓNICOS

ÁREA PLANTA BAJA (m ²) 631.12	ÁREA SEGUNDO PISO (m ²) 588.82	ÁREA TERCER PISO (m ²) 588.82
ESCALA: Como se indica	FECHA: MARZO 2021	LÁMINA: 1/1



PLANTA BAJA
ESC: 1-125



SEGUNDO PISO
ESC: 1-125

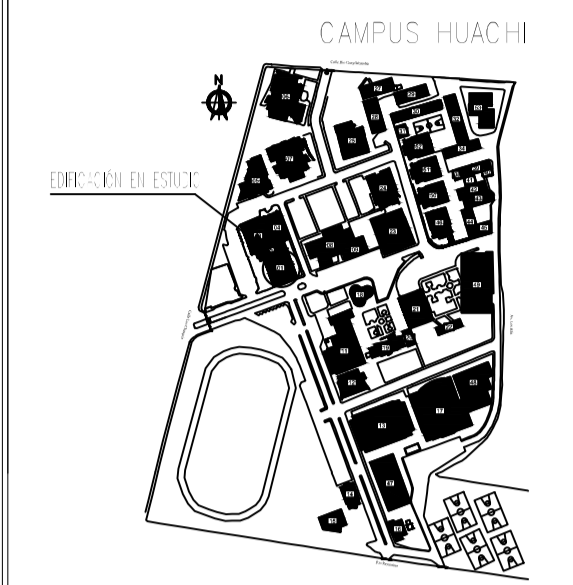


TERCER PISO
ESC: 1-125

ANEXO C

PLANOS ESTRUCTURALES DEL REFORZAMIENTO

UBICACIÓN:



PROYECTO:
ESTUDIO DEL EDIFICIO DE ADMINISTRACIÓN DE EMPRESAS, BLOQUE 1

UBICACIÓN:
UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO CAMPUS HUACHI, PARROQUIA CELENO MONJE

ELABORADO POR:

APROBÓ:

Bryan Bedón

Ing. Mg. Maritza Uteña

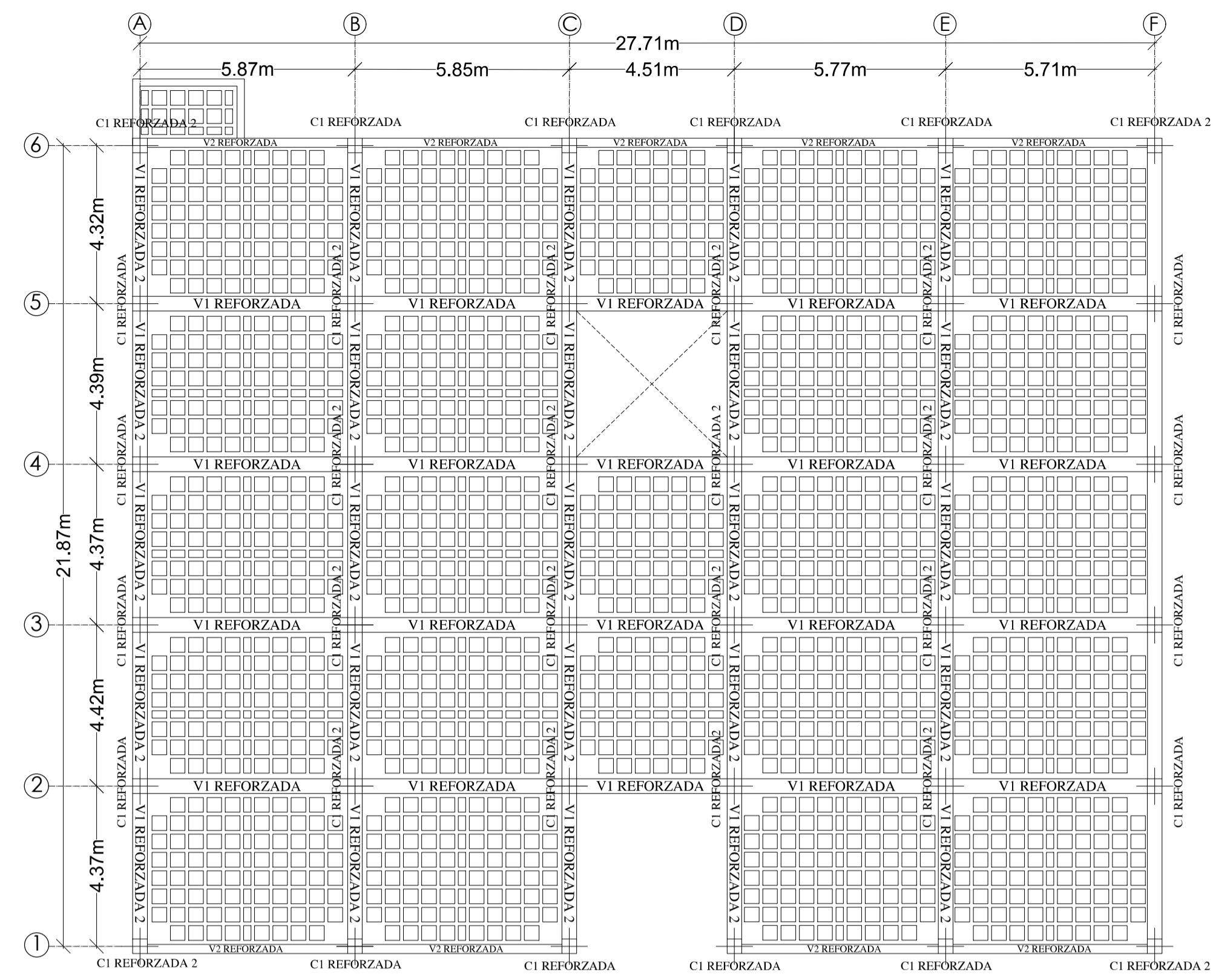
CONTIENE:
PLANOS DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL
SECCIONES DE VIGAS REFORZADAS
SECCIONES DE COLUMNAS REFORZADAS
SECCIONES DE PERFILES DE ACERO
DETALLES DE CONEXIONES

OBSERVACIONES
Utilizar resina epóxica para ligar al hormigón con las perfiles de acero

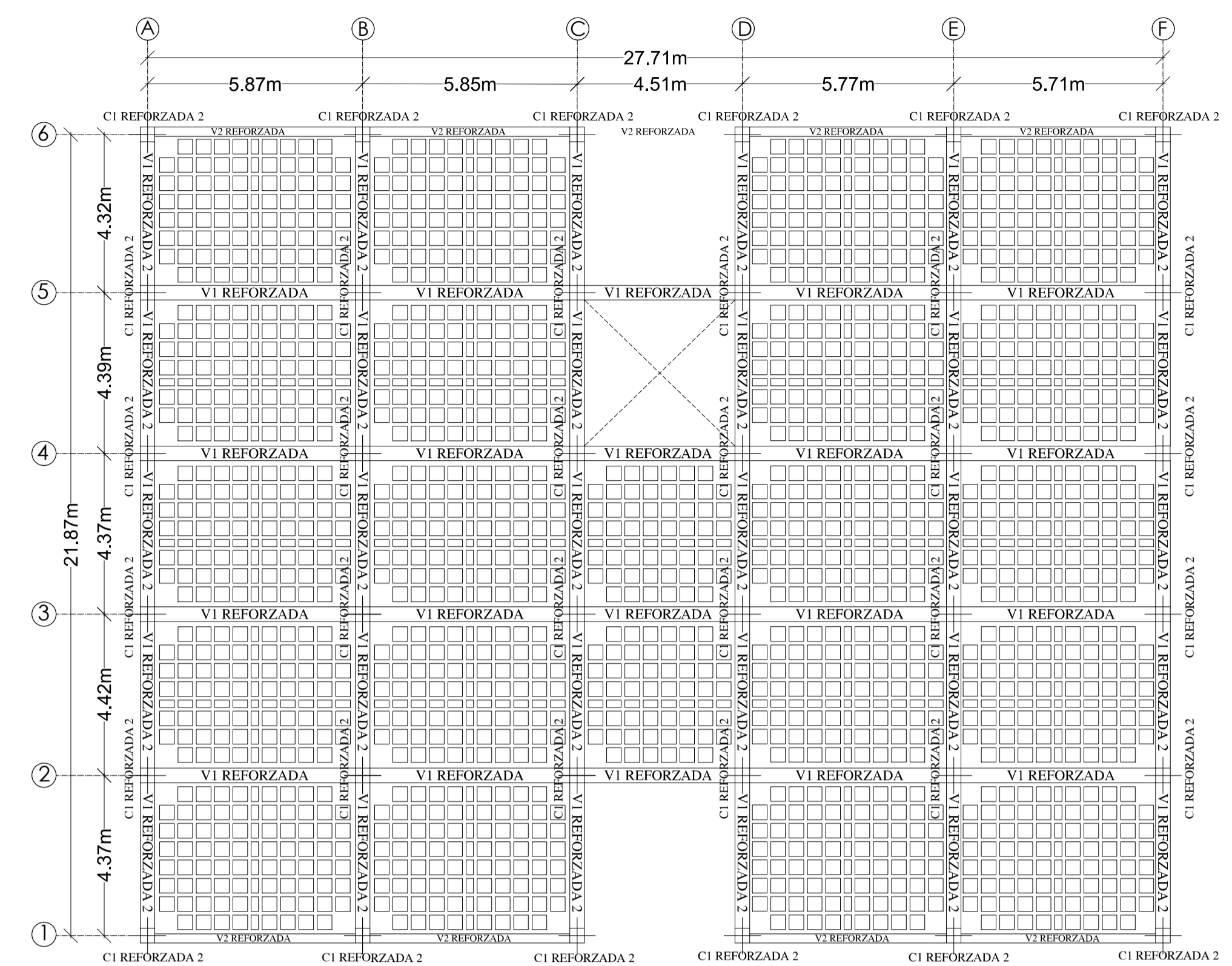
ESCALA:
Como se indica

FECHA:
MARZO 2021

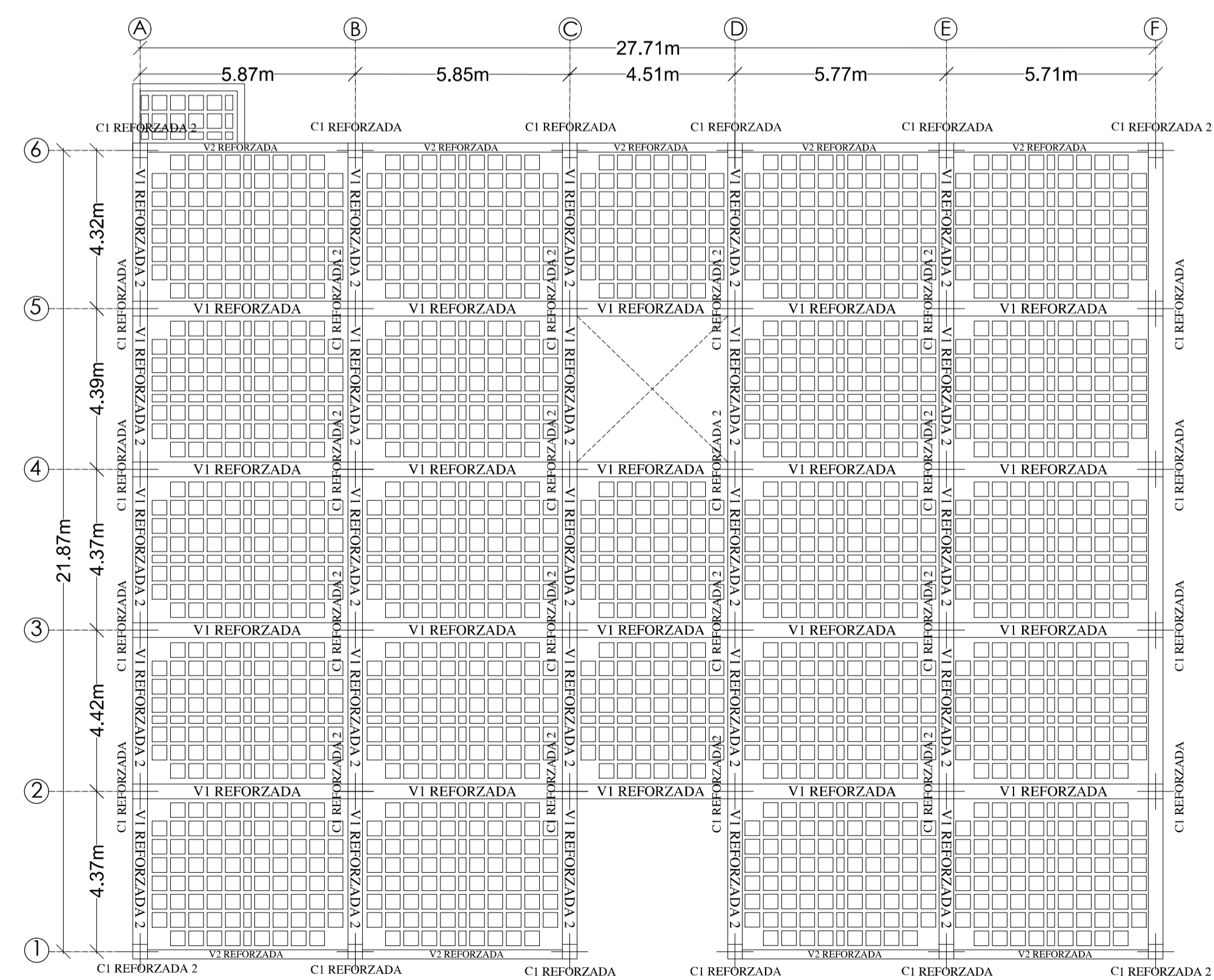
LÁMINA:
1/2



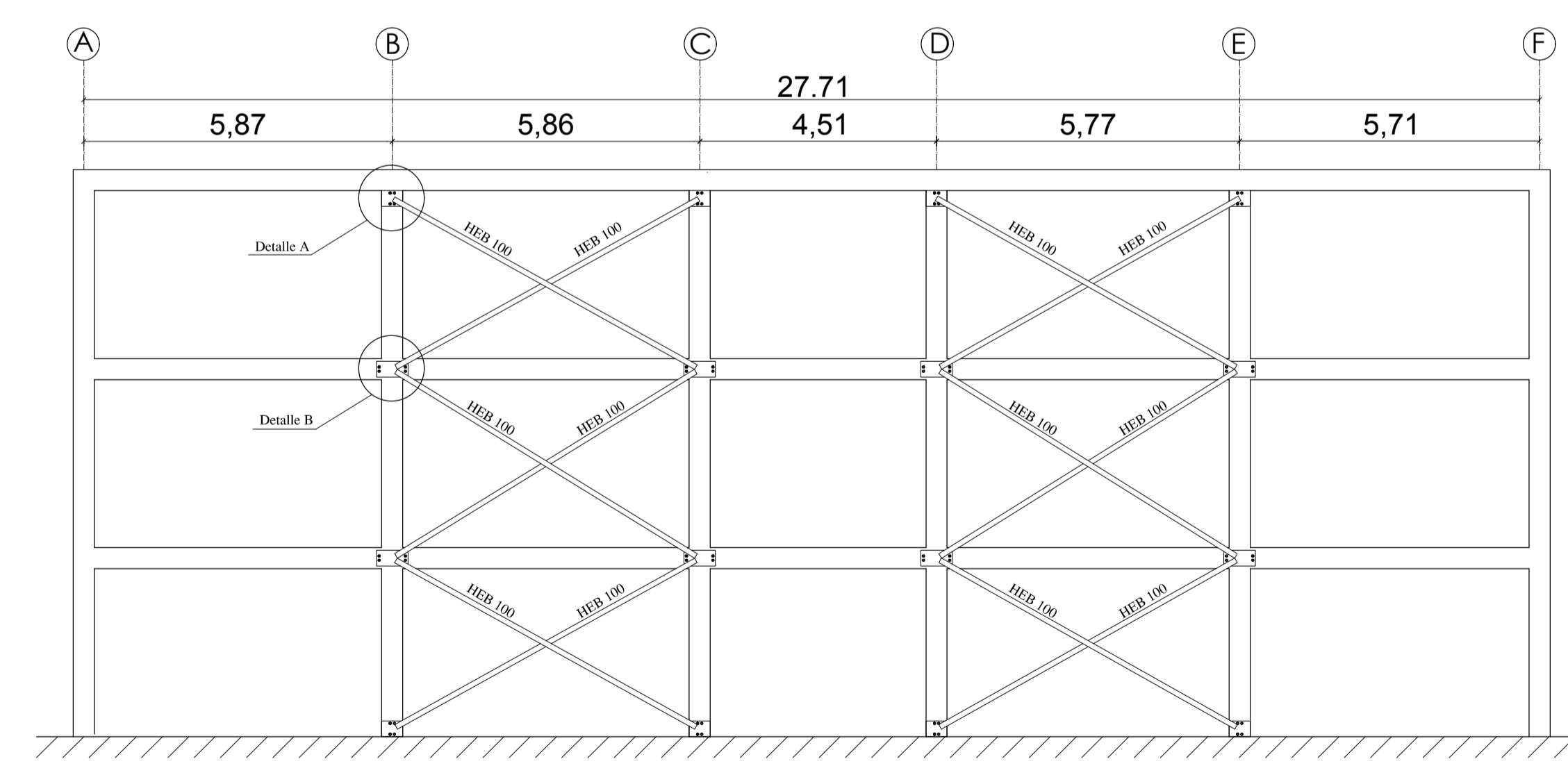
LOSA NIVEL N+3.60
ESC: 1-125



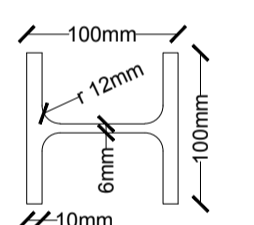
LOSA NIVEL N+7.20
ESC: 1-125



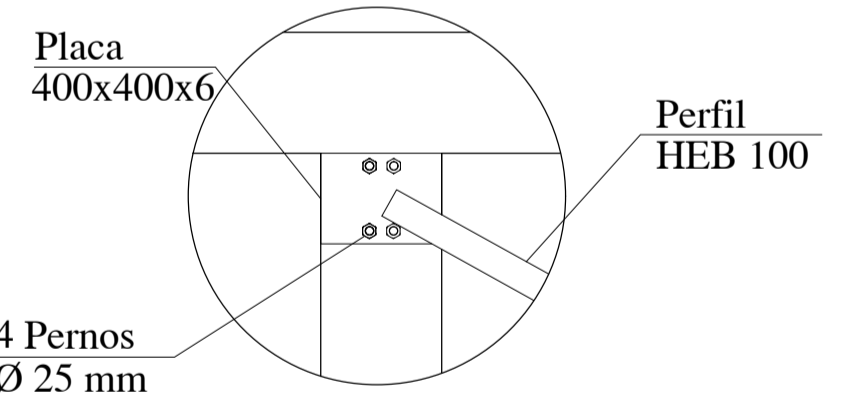
LOSA NIVEL N+10.80
ESC: 1-125



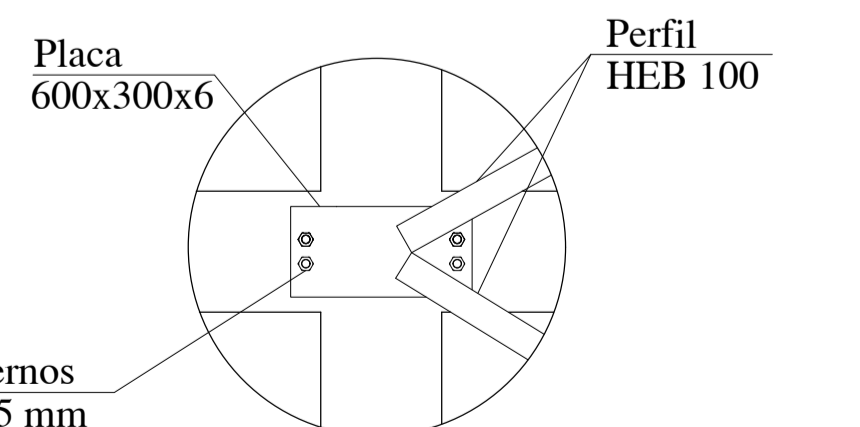
VISTA FRONTAL EJES 1 Y 6
ESC: 1-100



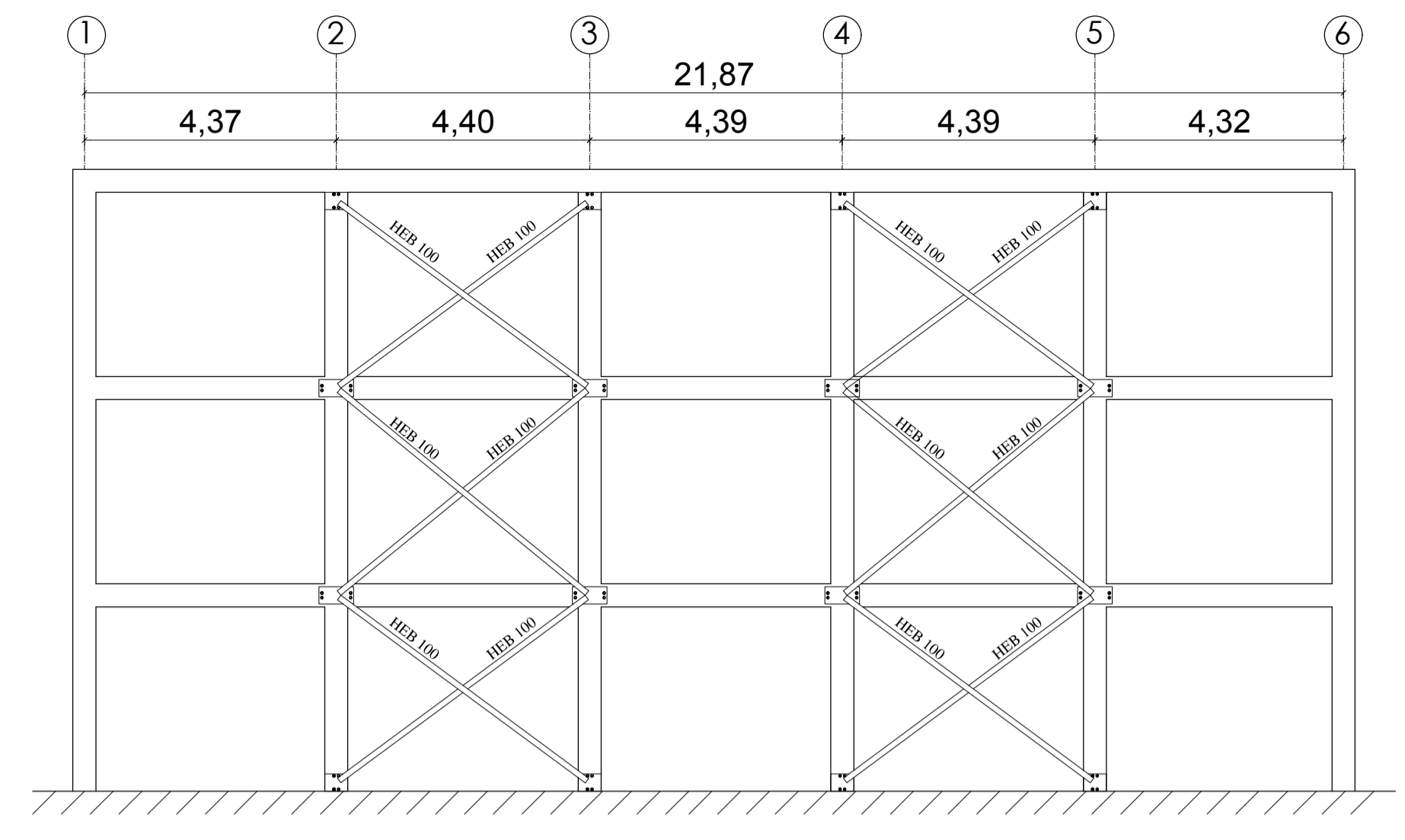
PERFIL HEB 100
ESC: 1-5



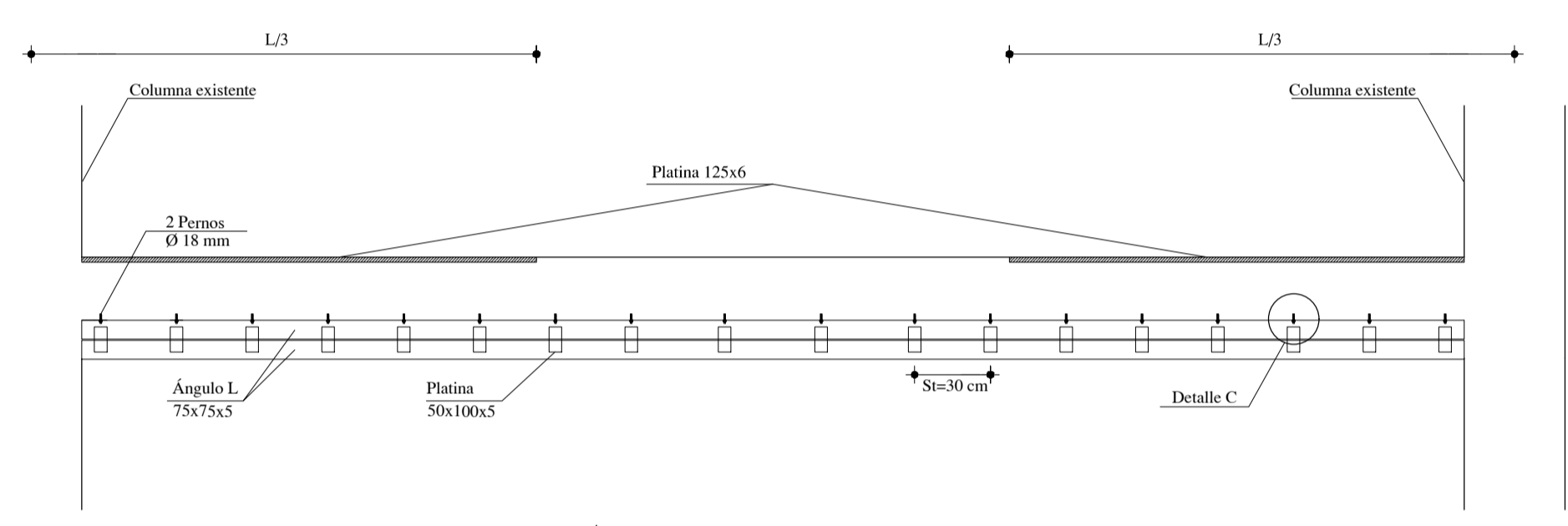
DETALLE A
CONEXIÓN DEL PERFIL HEB 100 CON EL MARCO EXISTENTE DE HORMIGÓN
ESC: S/E



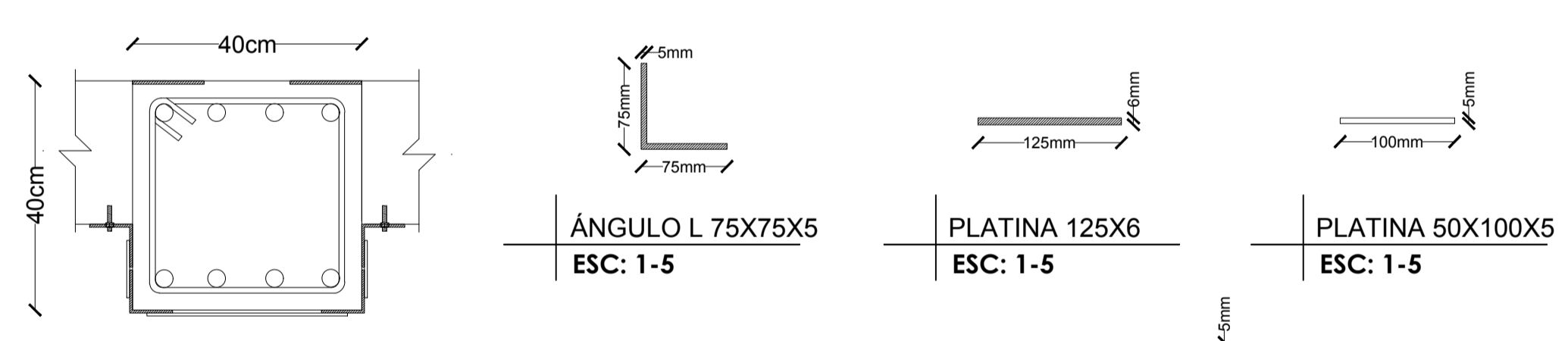
DETALLE B
CONEXIÓN DEL PERFIL HEB 100 CON EL MARCO EXISTENTE DE HORMIGÓN
ESC: S/E



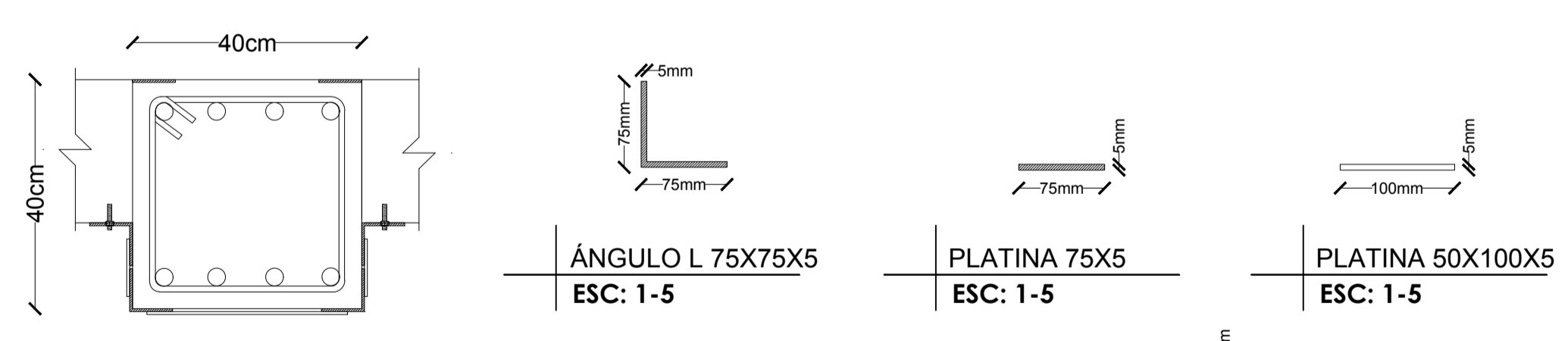
VISTA LATERAL EJES A Y F
ESC: 1-100



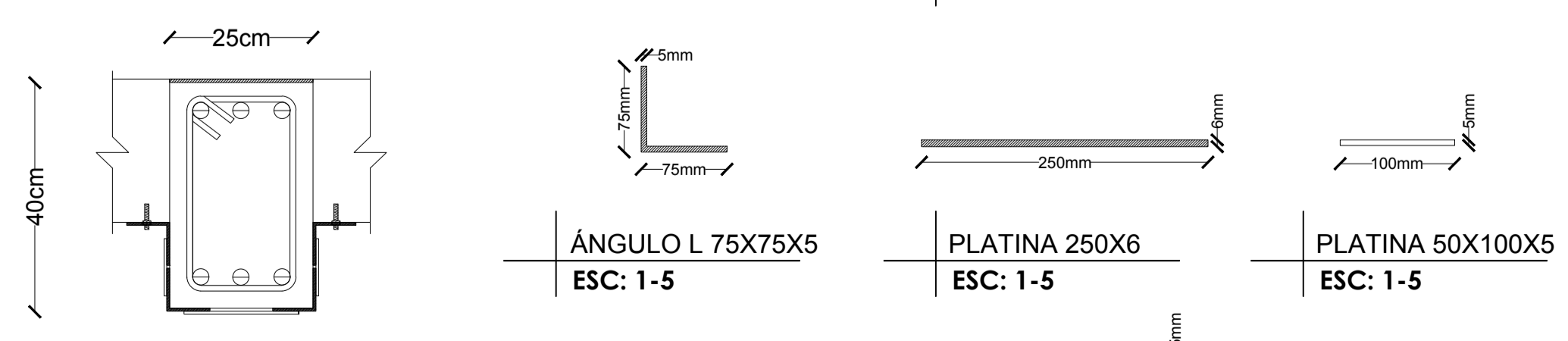
VIGA TIPO REFORZADA
ESC: 1-100



VIGA V1 REFORZADA
ESC: 1-10



VIGA V1 REFORZADA 2
ESC: 1-10

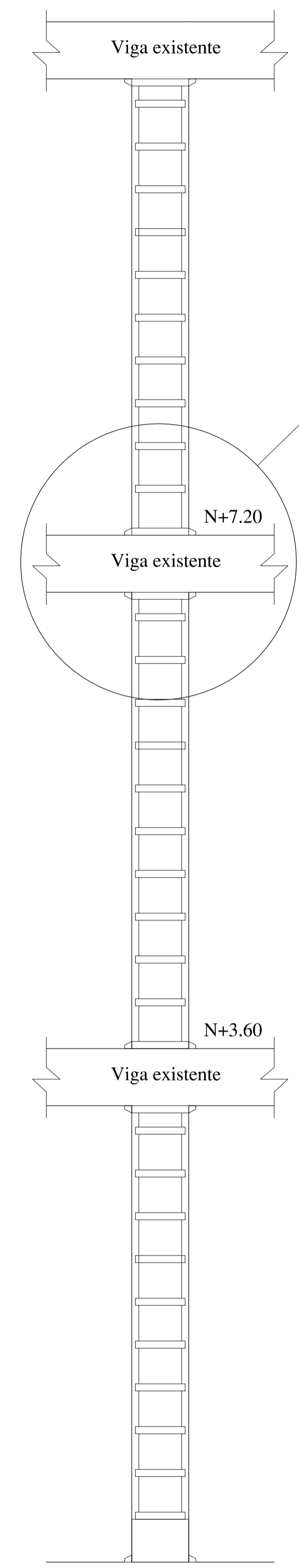


VIGA V2 REFORZADA
ESC: 1-10

Platina 100x350x5 mm St = 30 cm

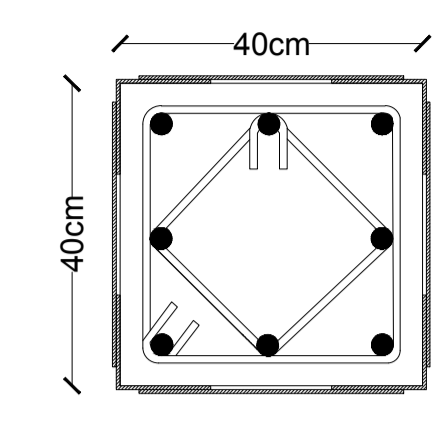
Platina 100x350x5 mm St = 30 cm

Platina 100x350x5 mm St = 30 cm

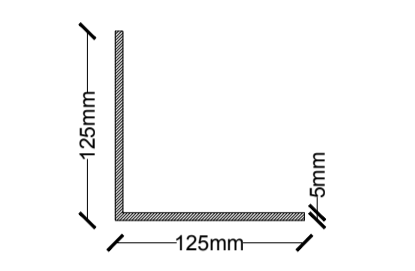


COLUMNA TIPO REFORZADA
ESC: 1-25

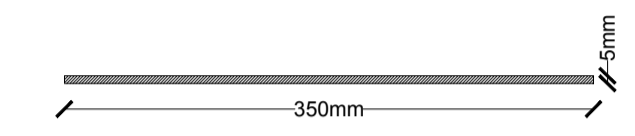
Detalle D



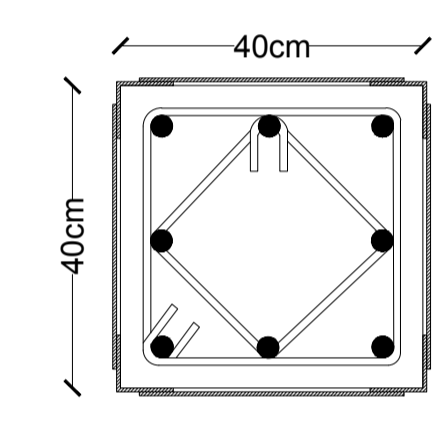
COLUMNA C1 REFORZADA
ESC: 1-10



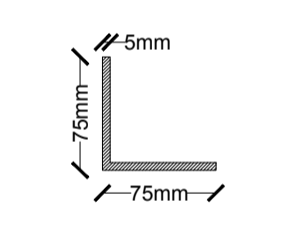
ÁNGULO L 125X125X5
ESC: 1-5



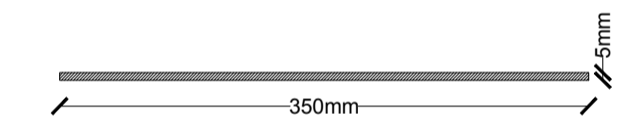
PLATINA 100X350X5
ESC: 1-5



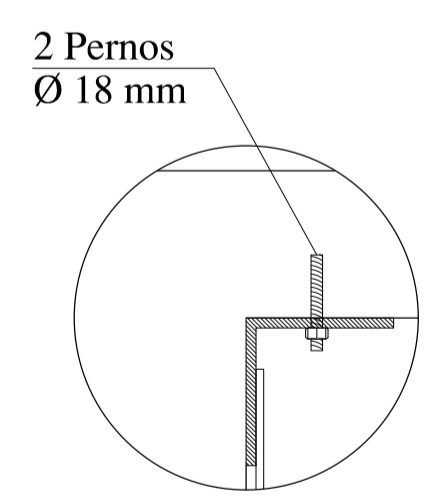
COLUMNA C1 REFORZADA 2
ESC: 1-10



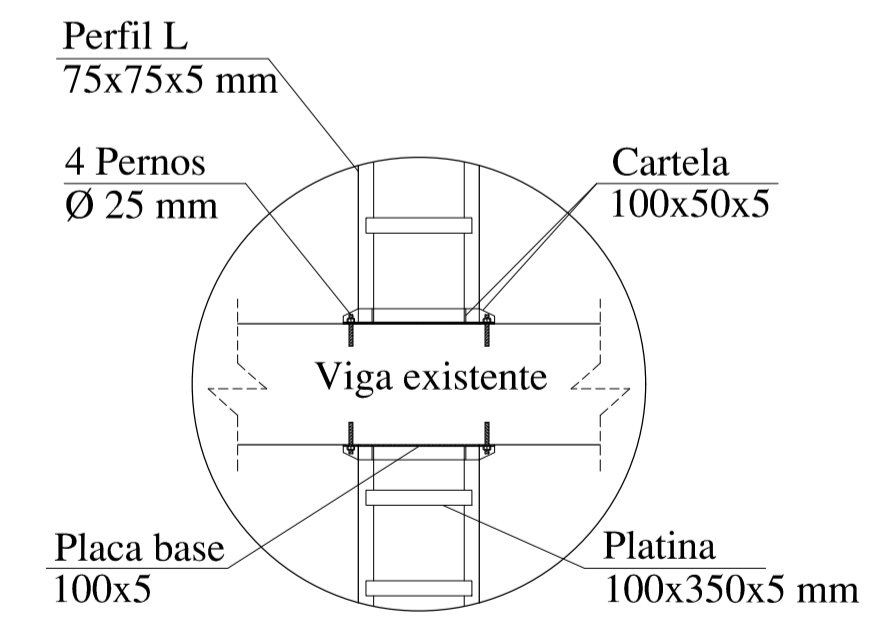
ÁNGULO L 75X75X5
ESC: 1-5



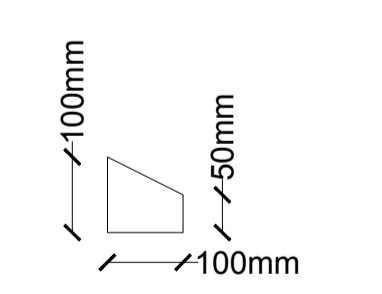
PLATINA 100X350X5
ESC: 1-5



DETALLE C
CONEXIÓN DE ÁNGULO DE REFORZAMIENTO EN LOSA
ESC: S/E



DETALLE D
CONEXIÓN DE LOS ÁNGULOS DE REFORZAMIENTO EN LA BASE
ESC: S/E



CARTELA e=5mm
ESC: 1-10

ANEXO C
FOTOGRAFÍAS

Fotografía N° 1: Secciones de vigas y columnas



Fotografía N° 2: Armado longitudinal de columna



Fotografía N° 3: Ensayo esclerométrico en el hormigón



Fotografía N° 4: Ensayo SPT

