



**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 LA FACULTAD DE CIENCIAS AGROPECUARIAS BLOQUE 1
MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES”.**

AUTOR: William Dario Campos Nuñez

TUTOR: Ing. Mg. Jorge Washington Cevallos Cabrera.

AMBATO – ECUADOR

Septiembre - 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 LA FACULTAD DE CIENCIAS AGROPECUARIAS BLOQUE 1 MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES”**, elaborado por el Sr. **William Dario Campos Nuñez**, portador de la cédula de ciudadanía: C.I. 1804798716, estudiante de la Carrera de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Certifico:

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

Ambato, Septiembre 2021

.....
Ing. Mg. Jorge Washington Cevallos Cabrera.

TUTOR

AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN

Yo, **William Diario Campos Nuñez**, con C.I. 1804798716 declaro que todas las actividades y contenidos expuestos en el presente trabajo experimental con el tema **“ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE CIENCIAS AGROPECUARIAS BLOQUE 1 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, Septiembre 2021



William Dario Campos Nuñez

C.I. 1804798716

AUTOR

DERECHOS DE AUTOR

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

Cedo los derechos en línea patrimonial 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, Septiembre 2021



William Dario Campos Nuñez

C.I. 1804798716

AUTOR

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros del Tribunal de Grado aprueban el informe del Trabajo Experimental, realizado por el estudiante William Dario Campos Nuñez de la Carrera de Ingeniería Civil bajo el tema: **“ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE CIENCIAS AGROPECUARIAS BLOQUE 1 MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES”**.

Ambato, Septiembre 2021

Por constancia firman:

Ing. M.Sc. Betzabeth Jessenia Suquillo Ronquillo **Ing. Mg. Carlos Patricio Navarro Peñaherrera**

Miembro Calificador

Miembro Calificador

DEDICATORIA

Dedico este trabajo de titulación principalmente a Dios, por ser la guía en mi vida. acompañándome a cumplir esta gran meta. Además, por brindarme salud y fortaleza en los momentos más difíciles sin dejarme desfallecer.

A las personas más importantes en mi vida, mis padres Iván Y Rosa Esther por el apoyo incondicional y sacrificio realizado para formarme como hombre de bien.

A Mis hermanos Rolando, Deysi, Oscar y Lizbeth por su cariño y respaldo que me brindan en el día a día. También para la alegría del hogar mi sobrina Salome Monserrath.

A mi abuelita Dina y tío Luis que han estado en todo momento a pesar de las circunstancias.

William Campos

AGRADECIMIENTO

Al Ing. Mg. Jorge Cevallos por su ayuda, asesoramiento y por haber brindado su tiempo para el desarrollo del presente trabajo de titulación.

A mis padres por siempre estar pendiente en todo momento de mi bienestar.

A mis hermanos por el apoyo brindado en todo momento. Así como a las personas que de una u otra manera me ayudaron en la realización del proyecto.

A Carolina por recorrer conmigo este camino de altos y bajos impulsándome a creer que todo es posible.

A la Universidad Técnica de Ambato en especial a todos los que conforman la Facultad De Ingeniería Civil Y Mecánica por permitirme formarme académicamente, así como también en lo personal.

INDICE GENERAL DE CONTENIDOS

CERTIFICACIÓN	ii
AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN	iii
DERECHOS DE AUTOR	iv
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO	v
DEDICATORIA	vi
AGRADECIMIENTO	vii
INDICE GENERAL DE CONTENIDOS	viii
ÍNDICE DE TABLAS	xiii
ÍNDICE DE FIGURAS	xvii
RESUMEN	xxi
ABSTRACT	xxii
CAPITULO I	1
MARCO TEÓRICO	1
1.1 Antecedentes Investigativos	1
1.1.1 Antecedentes	1
1.1.2 Justificación	2
1.1.3 Fundamentación Teórica	3
1.1.3.1 Estructura	3
1.1.3.2 Riesgo sísmico	4
1.1.3.3 Peligro sísmico	4
1.1.3.4 Vulnerabilidad Sísmica	5
1.1.3.5 Metodología para Evaluación de la Vulnerabilidad sísmica	5
1.1.3.6 Métodos cualitativos	6
1.1.3.7 Inspección y Evaluación sísmica simplificada de Estructuras FEMA-154 y NEC 15	6
1.1.3.8 Tipos de sistemas estructurales según FEMA 154	11

1.1.3.9 Puntaje básico, modificadores y puntaje final.....	12
1.1.3.9.1 Altura de la edificación	13
1.1.3.9.2 Irregularidad de la estructura.....	13
1.1.3.9.3 Código de construcción	13
1.1.3.9.4 Tipo de suelo	13
1.1.3.10 Métodos cuantitativos	14
1.1.3.11 Desempeño.....	15
1.1.3.12 Niveles de desempeño.....	16
1.1.3.13 Niveles de desempeño de elementos no estructurales.....	16
1.1.3.14 Niveles de desempeño de elementos estructurales.....	17
1.1.3.15 Niveles de desempeño de la edificación.	18
1.1.3.16 Amenaza sísmica.....	20
1.1.3.17 Filosofía del diseño sismo resistente.....	20
1.1.3.18 Análisis estático no lineal (PUSH-OVER)	21
1.1.3.19 Curva Capacidad	22
1.1.3.20 Sectorización de la curva Capacidad.....	23
1.1.3.21 Modelo de comportamiento del hormigón	24
1.1.3.22 Modelo de comportamiento del acero.....	25
1.1.3.23 Elementos dúctiles de hormigón armado	27
1.1.3.24 Linealización equivalente.....	29
1.1.3.25 Parámetros básicos para la linealización equivalente	29
1.1.3.25.1 Amortiguamiento efectivo.....	30
1.1.3.25.2 Periodo efectivo.....	31
1.1.3.26 Proceso de solución para encontrar el desplazamiento inelástico de una estructura ante una demanda sísmica.	33
1.1.3.27 Demanda	39
1.1.3.28 Espectro elástico de diseño NEC-SE-DS 2015.....	39

1.1.3.28.1 Zonificación sísmica y factor Z.....	41
1.1.3.28.2 Tipos de perfiles de suelo para el diseño sísmico.....	43
1.1.3.29 Vibraciones Estructurales.....	44
1.1.3.30 Estimación de la vibración máxima ocasionada por desplazamientos generados al caminar.....	44
1.1.3.31 Necesidad de Intervención de la Edificación.....	51
1.1.3.31.1 Intervención Estructural.....	51
1.1.3.31.2 Reforzamiento y rigidización del sistema estructural.....	52
1.1.3.31.3 Incremento de la capacidad de deformación de la estructura.....	53
1.1.3.31.4 Intervención no estructural.....	54
1.1.3.31.5 Intervención funcional.....	54
1.1.4 HIPÓTESIS.....	54
1.2 OBJETIVOS.....	55
1.2.1 Objetivo General.....	55
1.2.2 Objetivos específicos.....	55
CAPITULO II.....	56
METODOLOGIA.....	56
2.1 Materiales y equipos.....	56
2.2 Métodos.....	57
2.2.1 Plan de recolección de datos.....	57
2.2.2 Plan de procesamiento y análisis.....	57
2.2.3 Recolección de datos.....	59
2.2.3.1 Planos de la edificación.....	59
2.2.3.2 Población.....	63
2.2.3.3 Características de la estructura y configuración estructural.....	63
2.2.3.4 Ensayo Esclerométrico.....	64
2.2.3.5 Ensayo de penetración estándar SPT.....	68

2.2.3.6 Clasificación de suelos.....	70
2.2.3.7 Velocidad de onda de corte.....	71
2.2.3.8 Acero de refuerzo de elementos Estructurales.....	72
2.2.3.9 Cargas.....	76
2.2.3.9.1 Cargas Gravitacionales.....	76
2.2.3.9.2 Cargas sísmicas.....	80
2.2.3.10 Definición de materiales.....	82
2.2.3.11 Definición de secciones.....	82
CAPITULO III.....	85
RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	85
3.1 Análisis y discusión de resultados.....	85
3.1.1 Grado de Vulnerabilidad Método Cualitativo.....	85
3.1.1.1 Inspección visual rápida FEMA 154.....	85
3.1.1.2 Inspección visual rápida NEC 2015.....	91
3.1.2 Grado de Vulnerabilidad Método Cuantitativo.....	94
3.1.2.1 Análisis Estático Espectral Modal.....	94
3.1.2.1.1 Periodo de vibración.....	94
3.1.2.1.2 Masas Acumuladas.....	96
3.1.2.1.3 Comportamiento de la Estructura.....	97
3.1.2.1.4 Cortante Basal Estático vs Dinámico.....	97
3.1.2.1.5 Derivas de piso.....	98
3.1.2.1.6 Elementos estructurales incorporados para cumplimiento de análisis dinámico lineal.....	101
3.1.2.2 Análisis de resultados implementando una solución estructural	103
3.1.2.2.1 Periodo de Vibración.....	103
3.1.2.2.2 Masas acumuladas.....	103
3.1.2.2.3 Comportamiento de la Estructura.....	104

3.1.2.4.8.4 Cortante Basal Estático vs Dinámico	104
3.1.2.2.4 Derivas de piso	105
3.1.2.3 Conjunto de combinación de cargas para la verificación de elementos estructurales.....	107
3.1.2.4 Análisis de los elementos estructurales.....	108
3.1.2.4.1 Análisis en vigas.....	108
3.1.2.4.2 Análisis en Columnas	113
3.1.2.5 Análisis Estático no Lineal.....	117
3.1.2.5.1 Modelo de comportamiento no lineal para los materiales.....	117
3.1.2.5.2 Definición de cantidad de acero para elementos estructurales...	119
3.1.2.5.3 Asignación de las rotulas plásticas	121
3.1.2.5.4 Carga no Lineal Gravitacional.....	123
3.1.2.5.5 Carga no Lineal lateral	124
3.1.2.6 Resultados del análisis PUSH OVER – no lineal	127
3.1.2.6.1 Curva de capacidad.....	127
3.1.2.6.2 Punto de desempeño	128
3.1.2.6.3 Evaluación del desempeño sísmico	133
3.2 Verificación de Hipótesis.....	137
CAPITULO IV	138
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	138
4.1 Conclusiones.....	138
4.2 Recomendaciones	139
REFERENCIAS BIBLIOGRAFÍA.	140
ANEXOS.	144

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Categorización de las edificaciones según su tipo de uso, destino e importancia de la estructura de acuerdo a la NEC-SE-RE.....	4
Tabla 2: Formulario de evaluación visual rápida de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones del FEMA 154. Nivel 1.....	8
Tabla 3: Formulario de evaluación visual rápida de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones del FEMA 154. Nivel 2.....	9
Tabla 4: Formulario de evaluación visual rápida de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones de la NEC-15.....	10
Tabla 5: Tipología de los 17 tipos sistemas estructurales para evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica de edificaciones según FEMA 154.....	11
Tabla 6: Tipología de los 13 sistemas estructurales para evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica de edificaciones según NEC 15.	12
Tabla 7: Puntaje básico, modificadores y puntaje final para evaluación visual rápida de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones del Nivel 1, según FEMA 154.....	12
Tabla 8: Puntaje básico, modificadores y puntaje final para evaluación visual rápida de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones según la NEC 15.....	13
Tabla 9: Rangos de vulnerabilidad sísmica de acuerdo al puntaje final para evaluación visual rápida de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones de la NEC 15	14
Tabla 10: Niveles de desempeño de la edificación para determinar la vulnerabilidad sísmica de una edificación.	19
Tabla 11: Niveles de amenazas sísmicas para verificación del desempeño en las estructuras según la NEC 15.	20
Tabla 12: Parámetros de modelación y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales en Vigas de Concreto Reforzado.....	28
Tabla 13: Parámetros de modelación y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales e1 Columnas de Concreto Reforzado.....	29
Tabla 14: Coeficientes para Ecuaciones de amortiguamiento efectivo.	31
Tabla 15: Coeficientes para la ecuación del Periodo Efectivo.....	32
Tabla 16: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	42

Tabla 17: Clasificación de los perfiles de suelo, que puede ser determinado mediante el ensayo SPT.	43
Tabla 18: Tipos de suelo y factores de sitio Fa.....	43
Tabla 19: Tipos de suelo y factores de sitio Fd.....	44
Tabla 20: Tipos de suelo y factores de sitio Fs.	44
Tabla 21: Criterios de vibración para equipos sensibles.....	48
Tabla 22: Valores de parámetros para impulsos de pisadas.....	49
Tabla 23: Especificaciones técnicas Etabs.....	56
Tabla 24: Especificaciones técnicas del martillo Esclerométrico.....	56
Tabla 25: Coordenadas de la Estructura Objeto de estudio.	63
Tabla 26: Conjunto de Datos del Ensayo Esclerométrico.....	66
Tabla 27: Resistencia a la compresión del hormigón en los puntos ensayados válidos	67
Tabla 28: Ensayo de penetración Estándar.	68
Tabla 29: Clasificación de suelos SUCS.....	69
Tabla 30: Ensayo de Granulometría muestra 1.....	70
Tabla 31: Ensayo de Granulometría muestra 2.....	70
Tabla 32: Ensayo de Granulometría muestra 3.....	70
Tabla 33: Ensayo de Granulometría muestra 4.....	71
Tabla 34: Velocidad de onda de corte.....	72
Tabla 35: Tipo de suelo según la NEC 15.....	72
Tabla 36: Cantidad de acero de refuerzo en vigas.	75
Tabla 37: Cantidad de acero de refuerzo en columnas.	76
Tabla 38: cálculo del peso propio de paredes en un tablero de losa.	77
Tabla 39: Cuantificación del peso de la losa alivianada.	78
Tabla 40: Cuantificación del peso de la losa Steel Deck.	79
Tabla 41: Resumen de cargas vivas de acuerdo al tipo de ocupación de la edificación, según NEC 15.....	80
Tabla 42: Factores de carga sísmica y configuración estructural para el espectro elástico y reducido.....	81
Tabla 43: Configuración de losa Steel Deck utilizada en entrepiso N+9.72.	83
Tabla 44: Secciones de vigas adicionales utilizados en entrepiso N+9.72.	83
Tabla 45: Coeficientes que dependen del tipo de edificación.....	95

Tabla 46: Periodos de vibración del modelo de acuerdo a los desplazamientos del centro de masas.	95
Tabla 47: Masas acumuladas del modelo estructural.....	96
Tabla 48: Tipo de comportamiento del modelo estructural.	97
Tabla 49: Cortante basal estáticos Vs Cortante basal dinámico.	98
Tabla 50: Valores máximos de deriva inelástica, expresados como fracción de la altura de piso.	98
Tabla 51: Derivas inelásticas causadas por cortantes estáticos.....	99
Tabla 52: Derivas inelásticas causadas por cortantes dinámicos.	100
Tabla 53: Geometría de elementos estructurales utilizados para mejorar la rigidez de la estructura.	102
Tabla 54: Coeficientes que dependen del tipo de edificación.....	103
Tabla 55: Masas acumuladas del modelo estructural reforzado.	103
Tabla 56: Tipo de comportamiento del modelo estructural reforzado.	104
Tabla 57: Cortante basal estáticos Vs Cortante basal dinámico. (Estructura reforzada).	104
Tabla 58: Derivas inelásticas causadas por cortantes estáticos.....	105
Tabla 59: Derivas inelásticas causadas por cortantes dinámicos.....	106
Tabla 60: Refuerzo de viga en base al momento solicitante.....	108
Tabla 61: Momento y curvatura (fluencia y ultimo) de la viga reforzada a momento negativo.....	109
Tabla 62: Momento y curvatura (fluencia y ultimo) de la viga reforzada a momento positivo.....	110
Tabla 63: Comparación del momento de demanda con el momento resistente.....	110
Tabla 64: Comparación del momento de demanda con el momento resistente.....	111
Tabla 65: Momento de fluencia y momento último de la viga sin reforzar y viga reforzada.....	112
Tabla 66: Puntos del diagrama de iteraciones de columna de 35x35 reforzada.	114
Tabla 67: Elementos estructurales con cantidad de acero requerida de acuerdo a las cargas establecidas.	117
Tabla 68: Resultados del punto de desempeño – sismo raro. Dirección X.....	129
Tabla 69: Resultados del punto de desempeño – sismo raro. Dirección Y.....	130
Tabla 70: Resultados del punto de desempeño – sismo muy raro. Dirección X.....	131

Tabla 71: Resultados del punto de desempeño – sismo muy raro. Dirección Y.....	132
Tabla 72: Nivel de desempeño alcanzado y esperado, Sentido X.	133
Tabla 73: Nivel de desempeño alcanzado y esperado, Sentido Y.	135
Tabla 74: Datos de elementos área de la estructura.	136
Tabla 75: Frecuencia natural de los entrepisos.	137

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Algoritmo de análisis de la vulnerabilidad sísmica de una edificación empleando los tipos de métodos cualitativos y cuantitativos.....	5
Figura 2: Formularios del FEMA 154 para evaluación visual rápida de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones de acuerdo a la región de sismicidad donde se encuentra la construcción en estudio.	7
Figura 3: Esquema comprendido acerca el desempeño sísmico de una estructura. .	15
Figura 4: Esquema comprendido acerca de los Niveles de desempeño sísmico de una estructura.	16
Figura 5: Representación de la curva de capacidad de una estructura relacionando su cortante basal y su desplazamiento en el techo.	23
Figura 6: Sectorización de la curva capacidad de acuerdo al comité VISION 2000.	23
Figura 7: Modelo de esfuerzo/deformación de concreto no confinado y confinado propuesto por Mander en el cual determinamos la resistencia y sobre resistencia de estos tipos de hormigones respectivamente.	24
Figura 8: Modelo propuesto por Park que aproxima la curva esfuerzo – deformación del modelo de comportamiento real de tensión del acero.	26
Figura 9: Relacion generalizada carga-deformación para componentes estables de hormigón armado.	27
Figura 10: Tipos de modelos históricos.	30
Figura 11: Conversión del espectro de respuesta estándar a espectro ADRS.	34
Figura 12: Conversión de la curva capacidad a espectro de capacidad	35
Figura 13: Punto de desempeño que se origina en la intersección de la curva capacidad y el espectro de demanda.	36
Figura 14: Representación bilineal del espectro de capacidad.	36
Figura 15: Diagrama Aceleración-Desplazamiento del espectro de respuesta (MADRS) usando con el periodo secante.	38
Figura 16: Posible comportamiento de puntos usando MADRS.	39
Figura 17: Espectro sísmico elástico de aceleraciones expresado como fracción de la aceleración de la gravedad que representa el sismo de diseño de acuerdo a la NEC–SE-DS.....	40

Figura 18:: Ecuador, zonas sísmicas para propósito de diseño y valor de factor de zona Z.	41
Figura 19: Curvas de Peligro Sísmico para Ambato.....	42
Figura 20: Fuerza de pulso de paso idealizado al caminar de una persona.	45
Figura 21: Dependencia de la fuerza máxima (Fm) y tiempo de subida (to) en la velocidad de caminado.....	45
Figura 22: Desviación dinámica máxima debido al pulso de paso que se genera al caminar.....	46
Figura 23: Refuerzo con muros de corte de una edificación.	52
Figura 24: Efecto del reforzamiento estructural en la capacidad de la estructura. ...	52
Figura 25: Efecto del reforzamiento estructural en la rigidez de la estructura.	53
Figura 26: Efecto del reforzamiento estructural en la ductilidad de la estructura. ...	53
Figura 27: Planta baja N+0.00.	59
Figura 28: Primer piso N+3.24.	60
Figura 29: Segundo Piso N+ 6.48.....	61
Figura 30: Tercer piso N+ 9.72.....	62
Figura 31: Ubicación de la Estructura objeto de estudio.....	63
Figura 32: Losa propuesta de entrepiso Nivel +9.72.....	64
Figura 33: Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos a flexión.	73
Figura 34: Tipos de pared.	77
Figura 35: Tablero muestra para cuantificación de cargas de paredes que están fuera de ejes.....	77
Figura 36: Detalle de losa aliviada.....	78
Figura 37: Detalle de losa Steel Deck.....	78
Figura 38: Espectro de respuesta Elástico y reducido NEC Tr=475.	82
Figura 39: Esquemmatización 3D de la estructura metálica.....	84
Figura 40: Esquemmatización 3D de la edificación actual.....	84
Figura 41: Inspección visual rápida FEMA 154. Nivel 1.	85
Figura 42: Inspección visual rápida FEMA 154. Nivel 1.	86
Figura 43: Paso 4, Inspección visual Rápida FEMA 154.	86
Figura 44: Inspección visual rápida FEMA 154, Nivel 1.	87
Figura 45: Inspección visual rápida FEMA 154 Nivel 2.	88
Figura 46: Inspección visual rápida FEMA 154 Nivel.2.....	88

Figura 47: Paso 3, Inspección visual rápida FEMA 154 Nivel 2.	88
Figura 48: Paso 4, Inspección visual rápida FEMA 154 Nivel 2.	89
Figura 49: Inspección visual rápida fema 154 nivel 2.	90
Figura 50: Paso 1, Inspección visual rápida NEC 15.	91
Figura 51: Inspección visual rápida NEC 15.	91
Figura 52: Inspección visual rápida NEC 15.	92
Figura 53: Inspección visual rápida NEC 2015.	93
Figura 54: Derivas Inelásticas causadas por cortante estático- Sentido X.	99
Figura 55: Derivas Inelásticas causadas por cortante estático- Sentido Y.	99
Figura 56: Derivas Inelásticas causadas por cortante dinámico- Sentido X.	100
Figura 57: Derivas Inelásticas causadas por cortante dinámico- Sentido Y.	101
Figura 58: Modelo 3D de la estructura con los muros de corte.	102
Figura 59: Derivas Inelásticas causadas por cortante estático- Sentido X.	105
Figura 60: Derivas Inelásticas causadas por cortante estático- Sentido Y.	106
Figura 61: Derivas Inelásticas causadas por cortante dinámico- Sentido X.	106
Figura 62: Derivas Inelásticas causadas por cortante dinámico- Sentido Y.	107
Figura 63: Requerimiento en la viga más demanda, ubicada en el eje D del nivel N+6.48.	108
Figura 64: Diagrama momento curvatura de la viga sin reforzar vs viga reforzada.	112
Figura 65: Relacion de demanda capacidad en columnas más solicitadas del eje D.	113
Figura 66: Sección modelada con los ángulos metálicos.	113
Figura 67: Demanda-capacidad de la sección de columna 35x35 reforzada.	114
Figura 68: Diagrama de iteraciones sentido X, columna 35x35 reforzada.	115
Figura 69: Diagrama de iteraciones sentido Y, columna 35x35 reforzada.	115
Figura 70: Parámetros no lineales del hormigón.	118
Figura 71: Modelo de Mander para concreto confinado y no confinado, $f'_c=210\text{Kg/cm}^2$	118
Figura 72: Parámetros no lineales del Acero.	119
Figura 73: Diagrama esfuerzo-deformación del acero de refuerzo, $f_y=4200\text{kg/cm}^2$. (Park).	119
Figura 74: Colocación de la cuantía de acero requerida en viga.	120

Figura 75: Colocación de la cuantía de acero requerida en columna.	120
Figura 76: Longitudes relativas de las rotulas plásticas en vigas.	121
Figura 77: Propiedades de la rótula plástica en vigas.	121
Figura 78: Longitudes relativas de las rotulas plásticas en columnas	122
Figura 79: Propiedades de la rótula plástica en columnas.	122
Figura 80: Representación de la rótula plástica.	123
Figura 81: Patrón de carga gravitacional.	123
Figura 82: Patrones de carga de carga no lineal lateral.	124
Figura 83: Definición de carga no lineal lateral sentido X.	125
Figura 84: Control de aplicación de la carga sentido X.	125
Figura 85: Definición de carga no lineal lateral sentido Y.	126
Figura 86: Control de aplicación de la carga sentido Y.	127
Figura 87: Curva Capacidad sentido X.	127
Figura 88: Curva capacidad sentido Y.	128
Figura 89: Punto de desempeño - sismo Raro. Dirección X.	129
Figura 90: Punto de desempeño – sismo Raro. Dirección Y.	130
Figura 91: Punto de desempeño – sismo Muy Raro. Dirección X.	131
Figura 92: Punto de desempeño – sismo Muy Raro. Dirección Y.	132
Figura 93: Espectro capacidad de la estructura en base a los niveles de desempeño, Sentido X.	133
Figura 94: Espectro capacidad de la estructura en base a los niveles de desempeño, Sentido Y.	134
Figura 95: Limites de tolerancia recomendados para la comodidad humana.	136
Figura 96: Frecuencia natural de los entrepisos en los límites para el confort humano.	137

RESUMEN

En el presente trabajo de investigación se realizó un análisis cualitativo y cuantitativo para determinar la vulnerabilidad sísmica del edificio de la Facultad De Ciencias Agropecuarias Bloque 1 de la Universidad Técnica De Ambato.

El análisis cualitativo se realizó mediante una inspección visual rápida con los formularios que plantean las metodologías FEMA 154 y NEC 15, donde se determinó que la estructura posee un alto grado de vulnerabilidad sísmica causados por la irregularidad en: planta y elevación, año de construcción, el tipo de suelo y problemas de golpeteo con estructuras adyacentes. El análisis cuantitativo se hizo mediante el software ETABS para lo cual averiguamos el comportamiento de la estructura con un análisis espectral modal en el cual se determinó que no cumple con la norma NEC 15 debido a que presenta grandes derivas de piso y su periodo de vibración no se encuentra entre los rangos establecidos por norma.

Con estos resultados de las dos metodologías empleadas se realizó una propuesta de reforzamiento de la edificación que a nivel global es la colocación de muros de corte que le brinde mayor rigidez y a nivel local de los elementos con un encamisado de acero tanto en vigas como en columnas, luego se realizó nuevamente el análisis cuantitativo donde se logró cumplir con los requisitos establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Palabras Clave: Estructura, Vulnerabilidad sísmica, Análisis cualitativo, Análisis cuantitativo, Reforzamiento, NEC 15.

ABSTRACT

In the present research work, a qualitative and quantitative analysis was carried out to determine the seismic vulnerability of the building of the Faculty of Agricultural Sciences Block 1 of the Technical University of Ambato.

The qualitative analysis was carried out through a quick visual inspection with the forms proposed by the FEMA 154 and NEC 15 methodologies, where it was determined that the structure has a high degree of seismic vulnerability caused by irregularity in: plant and elevation, year of construction, the type of soil and hitting problems with adjacent structures. The quantitative analysis was done using the ETABS software for which we found out the behavior of the structure with a modal spectral analysis in which it was determined that it does not comply with the NEC 15 standard because it has large floor drifts and its vibration period is not among the ranges established by standard.

With these results of the two methodologies used, a proposal for the reinforcement of the building was made, which at a global level is the placement of cutting walls that provide greater rigidity and at the local level of the elements with a steel jacketing in both beams and columns, then the quantitative analysis was carried out again where it was possible to comply with the requirements established by the Ecuadorian Construction Standard.

Keywords: Structure, Seismic vulnerability, Qualitative analysis, Quantitative analysis, Reinforcement, NEC 15.

CAPITULO I

MARCO TEÓRICO

1.1 Antecedentes Investigativos

1.1.1 Antecedentes

La ingeniería estructural ha evolucionado tanto en criterios, métodos y herramientas que permiten valorar el desempeño de las construcciones antes y después de la ocurrencia de un sismo, esto debido a la inquietud de la colectividad de querer conocer el comportamiento de las construcciones y así poder disminuir las pérdidas humanas y materiales que generan dichos eventos naturales.

En Ecuador la Norma que rige las construcciones es la NEC-15 (Norma Ecuatoriana de la Construcción) que en sus diferentes capítulos brinda recomendaciones para que un diseño estructural sea óptimo y sísmo resistente, así como en el capítulo de Riesgo Sísmico, Evaluación y Rehabilitación de Estructuras, establece metodologías para evaluar de forma visual rápida el riesgo sísmico en edificaciones, también propone un análisis no lineal en el cual determinamos el desempeño sísmico con el método PUSH OVER [1].

A nivel internacional uno de los países más avanzados en el campo de la ingeniería civil es Estados Unidos, del cual nuestro país toma muchos aspectos como referencia, E.E.U.U cuenta con la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias conocido por sus siglas en inglés FEMA que propone un manual cualitativo mediante un cheque visual breve y cuantitativo con el análisis no lineal “PUSHOVER” [2].

En la Universidad Técnica de Ambato, Maldonado Gabriel ha realizado estudios sobre el desempeño sísmico de edificios escolares mediante la metodología cualitativa utilizando el enfoque FEMA y NEC-15, así como cuantitativa que aplica un análisis no lineal con el criterio PUSH OVER determinando un alto grado de vulnerabilidad en los dos métodos [3]. Estudios similares para conocer el posible comportamiento de una construcción educativa también se han realizado por Rúaless Andrea en la Universidad Central del Ecuador según los niveles de investigación BS1 sobre Evaluación de la Estabilidad y Desempeño Sísmico y SS1 Evaluación de la Estabilidad de Sitio según lo propuesto por la NEC-SE-RE, de acuerdo a esta

información modeló la estructura en el software SAP2000, lo que permitió la identificación de las deficiencias que poseen los elementos estructurales concluyendo que la edificación ante un evento extremo de una magnitud elevada tiene vulnerabilidad [4].

Estrada Katherine y Vivanco Nicol de la Escuela Politécnica Nacional realizaron estudios en una construcción con características de una edificación informal ubicada en Quito, mediante el levantamiento de campo y diferentes ensayos entre los cuales uno de ellos es la medición de las vibraciones ambientales, siguiendo el proceso descrito en la norma ASCE 41-17, en el análisis no lineal aplicando la técnica PUSH OVER determinaron que la estructura no tiene punto de desempeño por lo que proponen como alternativa de reforzamiento el enchapado de mampostería en base a un análisis técnico y económico [5].

En México Herrera José y Hernández Eduardo que en su investigación realizada para la estimación de la vulnerabilidad estructural de un edificio de concreto reforzado contemplan la evaluación de algunas propiedades dinámicas utilizando registros de vibración Ambiental que son útiles para calibrar el modelo analítico y posteriormente las respuestas no lineales del sistema estructural se estimaron para calcular el índice de daño presentando un nivel bajo de confiabilidad [6]. De igual manera en el mismo país estudios relacionados se realizaron por Hernández Eduardo y Mora Danya que evalúan la vulnerabilidad sísmica de una construcción escolar aplicando el enfoque FEMA 440 y un análisis no lineal mediante el empuje lateral, así también determinaron el periodo de la estructura de manera experimental (con registro de vibración ambiental) y corroboraron de manera analítica con los modelos realizados en los programas de cómputo DRAIN-2D y SAP2000 [7].

1.1.2 Justificación

En el medio local existen muchas edificaciones que en su modelo estructural no cumplen con ninguna Normativa de Construcción, ya sea porque se construyeron antes de la publicación de las Normas en las cuales se contemplan parámetros para un desempeño adecuado de la estructura o por la actualización de las mismas que integran mejoras considerables que son producto de la comprobación que los parámetros para el diseño estructural antes propuestos, no tuvieron un buen comportamiento ante sismos ocurridos. El Ecuador al encontrarse en una zona de alta peligrosidad sísmica debería tener un bajo porcentaje de construcciones altamente

vulnerables, más aún escuelas, centros de educación y deportivos que albergan más de trecientas personas las cuales se encuentran en el grupo de estructuras de ocupación especial según lo describe la NEC-SE-DS [8].

La Universidad Técnica de Ambato (UTA) es una de las instituciones de educación superior más grandes y reconocidas en el centro del país, albergando en sus diferentes campus alrededor de 20,000 personas entre estudiantes, docentes y personal administrativo, por lo que necesita tener instalaciones que brinden comodidad, servicios y sobre todo seguridad ante cualquier evento telúrico, teniendo en cuenta que nuestra provincia ya atravesó el 5 de Agosto de 1949 un terremoto de magnitud 6.8 con una profundidad menor a 15 km de epicentro en Pelileo dejando como saldo más de 6000 personas muertas y 100 000 sin hogar [9].

Debido a esto el presente trabajo pretende analizar el desempeño sísmico del bloque 1 de la facultad de Ciencias Agropecuarias campus Querochaca perteneciente a la UTA mediante el análisis cualitativo utilizando el enfoque FEMA y NEC-15 para el chequeo visual rápido mientras que para determinar el desempeño de la estructura en el rango no lineal se empleara la metodología PUSH OVER [2], [10].

Esta investigación se va a realizar con el fin de relacionar si la edificación cumple con la normativa actual de construcción (NEC 15) vigente en nuestro país, así como proporcionar patologías estructurales y del posible comportamiento de la edificación en conjunto ante la posibilidad de un sismo, supone ser el primer avance en los estudios para un posible reforzamiento de la estructura si las autoridades encargadas lo contemplan de importancia una vez conocido las conclusiones de este trabajo.

1.1.3 Fundamentación Teórica

1.1.3.1 Estructura

Se denomina Estructura a la unión de elementos estructurales capaces de soportar cargas verticales, sísmicas y otras. Se clasifican en dos tipos, las estructuras de edificación y otras que pueden ser tanques reservorios de agua, puentes, piscinas, etc. En las estructuras de edificación la NEC-15 las categoriza según su nivel de importancia (coeficiente I) que su objetivo es aumentar la demanda sísmica para que las construcciones por su tipo de utilización permanezcan operativas o sufran daños leves bajo el efecto de un sismo, la tipificación está compuesta por edificaciones esenciales con un $I=1.5$, estructuras de ocupación especial donde se encuentra

ubicada la construcción en estudio de este trabajo que tienen un $I=1.3$ y otras estructuras diferentes a las dos anteriores calificaciones que consideran un $I=1.0$ [1].

Tabla 1: Categorización de las edificaciones según su tipo de uso, destino e importancia de la estructura de acuerdo a la NEC-SE-RE.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3

Fuente: Peligro sísmico, Diseño sismo resistente parte-1, pág. 39.

1.3.3.2 Riesgo sísmico

Al Riesgo Sísmico se lo conoce como el nivel de pérdidas esperadas que pueden sufrir las estructuras durante un sismo, es por eso que es directamente proporcional del comportamiento que puedan tener las estructuras ante temblores. El riesgo sísmico puede expresarse mediante dos formas, la primera está directamente relacionada con la vulnerabilidad de las estructuras y el peligro sísmico al que se encuentran expuestas.

$$Riesgo = Peligro * Vulnerabilidad \quad (Ec1)$$

La otra forma de determinar el riesgo es por medio de la densidad poblacional o de estructuras

$$Riesgo = H * V * E * C \quad (Ec2)$$

Dónde:

H: Peligro Sísmico

V: Vulnerabilidad de las estructuras.

E: Densidad de estructuras y habitantes.

C: Costo de reparación o pérdidas.

La ecuación número 2, indica que el riesgo sísmico también se lo considera en función de términos económicos, que representan el costo de reparación [5].

1.1.3.3 Peligro sísmico

Es la probabilidad de que ocurra un sismo dentro de un período de tiempo y de una región determinada, donde los movimientos del suelo cuyos parámetros de aceleración, velocidad, desplazamiento y magnitud o intensidad son cuantificados [1].

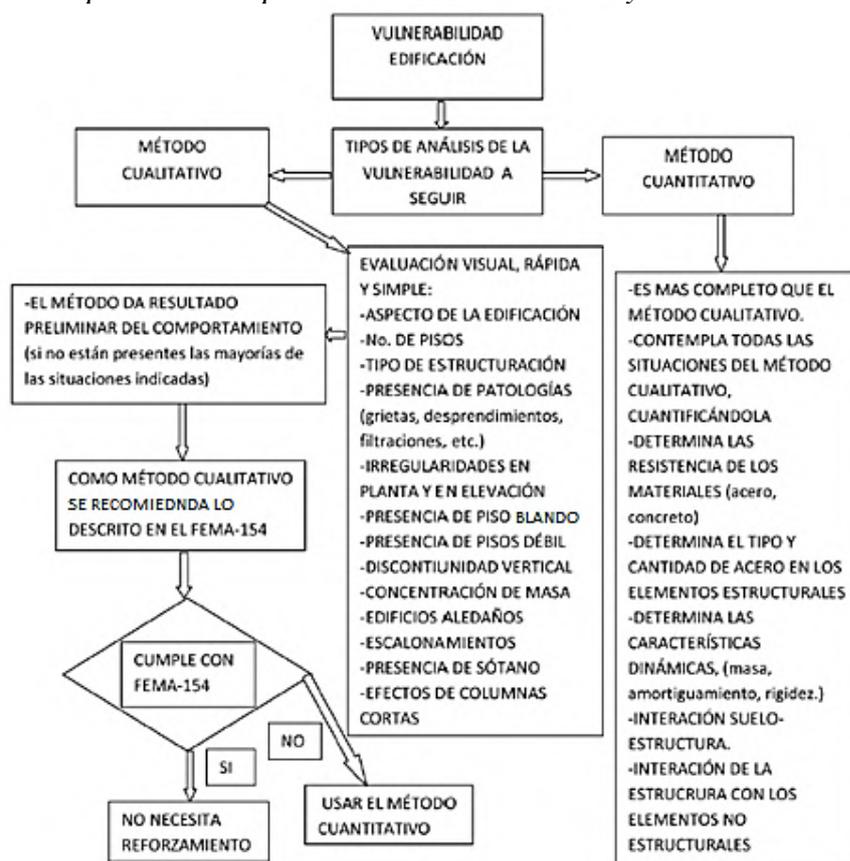
1.1.3.4 Vulnerabilidad Sísmica

Otra parte fundamental para determinar el riesgo sísmico es la Vulnerabilidad sísmica de las estructuras que permite determinar el nivel de daño tanto estructural, como no estructural provocado por un evento sísmico caracterizado en intensidad e intervalo de tiempo sobre una edificación. El objetivo principal de la vulnerabilidad sísmica es que con el estudio de una estructura se pueda prevenir y mitigar el daño en las edificaciones, reduciendo pérdidas económicas, ambientales y sobre todo humanas [11].

1.1.3.5 Metodología para Evaluación de la Vulnerabilidad sísmica

Existen muchos métodos que permiten realizar estudios de vulnerabilidad, que se diferencian tanto en parámetros a evaluar como en la metodología a seguir y clasificarlos resulta difícil, sin embargo, partiendo con el tipo de análisis se los puede dividir en: Métodos cualitativos y Métodos cuantitativos.

Figura 1: Algoritmo de análisis de la vulnerabilidad sísmica de una edificación empleando los tipos de métodos cualitativos y cuantitativos.



Fuente: Metodología para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones de hormigón armado existente, pág. 258.

1.1.3.6 Métodos cualitativos

Este método es adoptado para evaluar de una manera sencilla la vulnerabilidad de una edificación mediante la inspección visual breve, se caracterizan por la facilidad al aplicar ya que solo utiliza aspectos generales de la edificación, lo que quiere decir que su nivel de estudio es muy subjetivo. Generalmente esta metodología es requerida para determinar la vulnerabilidad de una cantidad considerable de edificaciones.

En este proyecto se plantea utilizar los métodos de evaluación visual rápida propuestos por FEMA 154 y NEC 15 debido a que tienen una gran similitud y es la norma que actualmente está en vigencia en nuestro país.

1.1.3.7 Inspección y Evaluación sísmica simplificada de Estructuras FEMA-154 y NEC 15.

La metodología de evaluación rápida (RVS Rapid Visual Screening) está direccionada con el fin de identificar, clasificar e inspeccionar edificios en los que se requiera determinar el peligro sísmico. En los estados Unidos la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA), utiliza el método FEMA-154 el cual mediante un índice determina si se reforzara la estructura o no. Una vez hecha la evaluación de la estructura si el índice es \leq (menor igual a) 2 hay que realizar estudios posteriores primero en el campo lineal y luego en el rango no lineal para determinar si se refuerza o no, si es \geq (mayor igual a) 2 la estructura está bien. El índice 2 significa que la construcción tiene una probabilidad del 1 al 100 de que colapse, ora puntuación seria 3 que significa 1 en 1000 de probabilidad de colapso de la edificación [12].

De acuerdo a la zona sísmica la FEMA propone tres formularios de alta, moderada y baja sismicidad como se menciona en la figura 2, que para nuestro caso utilizaremos el de alta sismicidad considerando al Ecuador como un país con un alto riesgo sísmico puesto que se encuentra en el muy conocido cinturón de Fuego del pacifico y más aún debido al lugar de emplazamiento de la estructura, ya que en la provincia se cuenta con antecedentes de eventos sísmicos.

Figura 2: Formularios del FEMA 154 para evaluación visual rápida de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones de acuerdo a la región de sismicidad donde se encuentra la construcción en estudio.

The image shows three overlapping FEMA-154 Data Collection Forms, each designed for a different seismicity region. The forms are titled "Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards FEMA-154 Data Collection Form".

- BAJO (LOW Seismicity):** The top-most form, with a callout box labeled "BAJO" pointing to the "LOW Seismicity" text on the form.
- MODERADO (MODERATE Seismicity):** The middle form, with a callout box labeled "MODERADO" pointing to the "MODERATE Seismicity" text on the form.
- ALTO (HIGH Seismicity):** The bottom-most form, with a callout box labeled "ALTO" pointing to the "HIGH Seismicity" text on the form.

Each form contains a grid for data entry and a section for identifying information, including fields for Address, Zip, Other Identifiers, No. Stories, Year Built, Screener, and Date. The "ALTO" form also includes fields for Total Floor Area (sq. ft.), Building Name, and Use.

Fuente: Federal Emergency Management Agency, pág. 245.

En la guía práctica para Evaluación Sísmica y Rehabilitación de estructuras de la NEC 15, se aplica un procedimiento similar al propuesto por la FEMA, luego de realizado la evaluación con el formulario la clasifica en tres tipos.

- ❖ Edificios con baja vulnerabilidad sísmica.
- ❖ Edificios con media (moderada) vulnerabilidad sísmica.
- ❖ Edificios con alta vulnerabilidad sísmica.

Para aplicar la metodología FEMA 154 Y NEC 15 no se necesita que la edificación sea analizada profundamente la estructura, solamente se requiere determinar el sistema estructural con el cual está construido y recopilar datos generales que requieren los formularios.

Primeramente para realizar el estudio se debe realizar una vista preliminar del sitio, de ser necesario capacitar al personal encargado de llenar los formularios, revisar información como planos arquitectónicos y estructurales si se dispone [11].

Los formularios contemplan las siguientes descripciones de la edificación como se indica en las siguientes tablas.

Tabla 2: Formulario de evaluación visual rápida de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones del FEMA 154. Nivel 1.

Exploración rápida visual de los edificios para los posibles riesgos sísmicos. FEMA P -154, Formulario de recolección de datos															Nivel 1 ALTA SISMICIDAD			
FOTOGRAFIA															Dirección: _____			
															Código Postal: _____			
CROQUIS															Otros Identificadores: _____			
															Uso: _____			
COMENTARIOS															latitud: _____ Longitud: _____			
															Ss: _____ S1: _____			
Evaluadores: _____ Fecha/Hora: _____																		
N° pisos: Sobre NPT: _____ Bajo NPT: _____ Año de construcción: _____ <input type="checkbox"/> EST																		
Área total en planta: (m2) _____ Año código: _____																		
Ampliaciones: <input type="checkbox"/> Ninguna <input type="checkbox"/> Si, año de construcción _____																		
Ocupación: Recreación <input type="checkbox"/> Comercial <input type="checkbox"/> Serv. Emerg. <input type="checkbox"/> Histórica <input type="checkbox"/> Refugio Industrial <input type="checkbox"/> Oficinas <input type="checkbox"/> Educación <input type="checkbox"/> Gubernamenta																		
Serv. Públicos <input type="checkbox"/> Almacenamiento <input type="checkbox"/> Educación <input type="checkbox"/> Residencial, # Unidades: _____																		
Tipo de suelo: <input type="checkbox"/> A (roca dura) <input type="checkbox"/> B (roca prom.) <input type="checkbox"/> C (Suelo denso) <input type="checkbox"/> D (suelo rígido) <input type="checkbox"/> E (suelo suave) <input type="checkbox"/> F (suelo pobre) DNK (Asumir Tipo D)																		
Peligros geológicos: Licuefacción: Si/No/DNK Deslizamiento: Si/No/DNK Ruptura de superficie: Si/No/DNK																		
Adyacencia: <input type="checkbox"/> Golpeteo <input type="checkbox"/> Objetos peligrosos al caer de edif. más altos																		
Irregularidades: <input type="checkbox"/> En elevación (tipo/severidad) _____ <input type="checkbox"/> En planta (tipo) _____																		
Peligros exteriores: <input type="checkbox"/> Chimeneas no ancladas <input type="checkbox"/> Revestimientos pesados <input type="checkbox"/> Antepechos, barandas <input type="checkbox"/> Anexos <input type="checkbox"/> Otros _____																		
COMENTARIOS																		
<input type="checkbox"/> Comentarios o bosquejos adicionales en hoja separad																		
PUNTAJE BÁSICO, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1																		
TIPO DE EDIFICACIÓN FEMA	No se sabe (DNK)	W1	W1A	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	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 en elevación severa, 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 en elevación moderada VL1		-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 (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-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
Post 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
Tipo de suelo 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
Tipo de suelo 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
Tipo de suelo 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
PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1, SL1 ≥ Smin																		
EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN					OTROS PELIGROS					ACCIÓN REQUERIDA								
Exterior: <input type="checkbox"/> Parcial todos los lados <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> Ingresos					Existen otros peligros que hacen que se requiera una Evaluación Estructural Detallada?					Se requiere de una Evaluación Estructural Detallada?								
Interior: <input type="checkbox"/> Ninguno <input type="checkbox"/> Visible <input type="checkbox"/> Ingresos					Potencial golpeteo, (a menos que SL2 > que el puntaje límite aceptable)					<input type="checkbox"/> Si, tipo de edificación FEMA desconocida u otro tipo de edificación								
Planos revisados: <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No					Peligro de objetos que puedan caer de edificaciones adyacentes					<input type="checkbox"/> Si, puntaje menor que el puntaje límite aceptable								
Fuente del tipo de suelo: _____					Peligro de peligros geológicos o suelo Tipo F					<input type="checkbox"/> Si, otros peligros presentes								
Fuente de los Peligros Geológicos _____					Daño/deterioro significativo en el sistema estructural					<input type="checkbox"/> No								
Fuente de persona contacto: _____					EVALUACIÓN DEL NIVEL 2 REALIZADA?					Se recomienda una Evaluación No Estructural?								
<input type="checkbox"/> Si, Puntaje Final Nivel 2, SL2 _____					<input type="checkbox"/> Si, Peligros geológicos o suelo Tipo F					<input type="checkbox"/> Si, peligros no estructurales identificados que deberían ser evaluados								
Peligros no estructurales? <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No										<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 <input type="checkbox"/> 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, Federal Emergency Management Agency, pág. 248.

La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA) también propone un segundo formulario que se aplica cuando se desee realizar un análisis más detallado para corroborar resultados con el formulario del nivel 1, su puntuación va entre 0 a 7 siendo la puntuación más alta sinónimo de una estructura resistente y la puntuación menor o igual a 2 quiere decir que la estructura requiere de un análisis más detallado, por lo tanto, la ocupación de este formulario es opcional pero que necesariamente debe ser realizado por un profesional a fin al campo de la construcción [2].

Tabla 3: Formulario de evaluación visual rápida de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones del FEMA 154. Nivel 2.

Exploración rápida visual de los edificios de posibles riesgos sísmicos.				Nivel 2 (Opcional)
FEMA P-154 Formulario de Recolección de Datos.				ALTA SISIMICIDAD
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: SL1 =			
Inspector:	Modificadores de Irregularidad Nivel 1: Vertical Irregularity, VL1 =		Irregularidad en planta, PL1 =	
Fecha/Hora:	PUNTAJE BASE AJUSTADO: S=(SL1-VL1-PL1)=			
MODIFICADORES ESTRUCTURALES PARA SER CONSIDERADOS EN EL PUNTAJE AJUSTADO BASE				
Tema	Aspecto (si es verdadero, encerrar en un círculo el modificador "Si", caso contrario 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	-1.2	
	Piso débil y/o piso blando (encerrar máximo uno)	Edificación W1: Existe al menos un piso de diferencia entre un lado de la edificación con respecto al otro.	-0.3	
		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)	-0.6	
		Edificación W1A con apertura 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	-0.9	
		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.	-0.5	
	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	
		Los elementos verticales del sistema lateral en pisos superiores están desalineados con aquellos en pisos inferiores.	-0.5	
		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, 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.	-0.5	
		C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: La profundidad de la columna (o ancho de pilares) es menor que la mitad de la profundidad del antepecho o 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	-1	VL2 =	
	Se observa otra irregularidad moderada en elevación que pueda afectar al desempeño sísmico de la edificación.	-0.5	(Tope en -1.2)	
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 W1A 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 C1, C2: Las vigas exteriores no están alineadas con las columnas en planta	-0.4	PL2 =	
Otra irregularidad: Se observa otra irregularidad en planta que obviamente afecta al desempeño sísmico de la estructura.	-0.7	Topé en -1.1		
Redundancia	La edificación tiene al menos dos vanos con elementos laterales en cada lado de la edificación en cada dirección.	0.3		
Golpeteo	La edificación está separada de la estructura adyacente por menos del 1% de la altura la edificación más baja y estructura adyacente y	-1		
	Los pisos no se alinean verticalmente por más de 61 cm.	-1		
	Una edificación es 2 o más pisos más alta que la otra.	-0.5	El valor límite del modificador de puntaje por golpeteo es -1.	
Edificación S2	Es visible una geometría K de arriostamiento.	-1		
Edificación C1	Placas planas sirven como vigas en el pórtico resistente a momento.	-0.4		
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 bodega.)	0.3		
URM	Paredes triangulares (gable walls) presentes.	-0.4		
MH	Existe un sistema de arriostamiento sísmico adicional previsto entre el suelo y la vivienda	1.2		
Readecuación	Una readecuación o un reacondicionamiento exhaustivo es visible o se conoce por los planos dados.	1.4	M =	
PUNTAJE FINAL NIVEL 2, SL2 = (S' + VL2 + PL2 + M) ≥ Smin:				Transferir a formulario 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 independiente del puntaje de la edificación				
PELI GROS NO ESTRUCTURALES OBSERVABLES				
Ubicación	Aspecto (Chequear "Si" o "No"	si	no	Comentario
Exterior	Existe un antepecho de mampostería no reforzada no arriostada 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 arriostados.			
Interior	Otro peligro exterior observable no estructural que pueda caer.			
	Existen tejas 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 transferirlo a las conclusiones del formulario del Nivel 1)				
<input type="checkbox"/> Peligros 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, Federal Emergency Management Agency, pág. 249.

En la tabla número 4 se muestra la matriz para evaluar la vulnerabilidad sísmica propuesta por la guía práctica para Evaluación Sísmica y Rehabilitación de estructuras de acuerdo a la NEC- 15, en donde su esquema resulta muy similar al propuesto por el FEMA -154.

Tabla 4: Formulario de evaluación visual rápida de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones de la NEC-15.

EVALUACION VISUAL RAPIDA DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES														
ESQUEMA ESTRUCTURAL EN PLANTA Y EVALUACION DE EDIFICACION	DATOS DE EDIFICACION:													
	Direccion:													
	Nombre de la edificacion:													
	Sitio de referencia:													
	Tipo de uso:							Fecha de evaluacion:						
	Año de construccion:							Año de remodelación:						
	Area consruida en m2:							Numero pisos:						
	DATOS DEL PROFESIONAL													
	Nombre del evaluador:													
	C.I.													
Registro senescyt:														
FOTOGRAFÍA														
TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL														
Madera	W1	Portico Hormigon Armado	C1	Portico acero laminado	S1									
Mamposteria sin refuerzo	URM	Portico H. Armado con	C2	Portico acero laminado con diagonales	S2									
Mamposteria reforzado	RM	Portico H. Armado con mamposteria confinada sin	C3	Portico acero doblado en frio	S3									
Mixta acero-hormigon o mixta madera-hormigon	MX	H. Armado prefabricado	PC	Portico acero con paredes mamposteria	S5									
PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S														
Tipologia del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5	
Puntaje basico	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 EDIFICACION														
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	-1.0	-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-codigo (construido antes de 1977) o autoconstruccion	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 transicion (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	
Postcodigo 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 evaluacion especial												
2,0 > S > 2,5		Media vulnerabilidad												
S > 2,5		Baja vulnerabilidad												
														Firma responsable Evaluacion

Fuente: Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras. pág. 125.

Los métodos antes descritos plantean formularios similares en los que contempla información como: localización, año de construcción, área de construcción, foto de la edificación, si posee alguna ampliación, tipología del sistema estructural, un segmento para determinar los puntajes básicos, modificados y puntaje final para los diferentes sistemas estructurales que se califican de acuerdo a la irregularidad tanto en planta como en elevación, altura de la edificación, código de la construcción y tipo de suelo [10].

De los parámetros que anteriormente se citaron, omitiendo la parte de información los otros puntos al no ser generales necesitan una previa revisión antes de evaluar una edificación.

1.1.3.8 Tipos de sistemas estructurales según FEMA 154

Para este parámetro se selecciona el sistema estructural que tiene la edificación en estudio de acuerdo a las siguientes tablas.

Tabla 5: Tipología de los 17 tipos sistemas estructurales para evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica de edificaciones según FEMA 154.

W1	Estructura liviana de madera de una o varias viviendas unifamiliares de uno o más pisos
W1A	Marco de madera de viviendas múltiples de varios pisos con un área de planta de más de 278.71 metros cuadrados por planta
W2	Marco de madera de edificios comerciales e industriales con una superficie mayor de 464.52 metros cuadrados
S1	Edificios con estructura de acero resistente a momento
S2	Edificios con estructura de acero arriostrado
S3	Construcciones metálicas ligeras
S4	Edificios con marcos de acero y con muros de corte preparados en situ
S5	Edificio con marco de acero con paredes de relleno de mampostería no reforzada
C1	Edificios de hormigón resistentes a momento
C2	Edificios de hormigón con muros estructurales
C3	Edificios con estructura de hormigón con paredes de relleno de mampostería no reforzada
PC1	Edificios de hormigón prefabricado
PC2	Edificios con estructura de hormigón armado prefabricado
RM1	Edificios de mampostería reforzada con piso flexible y diafragma de techo
RM2	Edificios de mampostería reforzada con suelo rígido y diafragma de techo
URM	Edificios con pared de apoyo de mampostería no reforzada
MH	Vivienda prefabricada

Fuente: Federal Emergency Management Agency, pág. 256.

Tabla 6: Tipología de los 13 sistemas estructurales para evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica de edificaciones según NEC 15.

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. pág. 130.

Las dos metodologías coinciden en la mayoría de tipologías estructurales, la diferencia radica en que el FEMA 154 contiene subdivisiones de las tipologías de Madera, Mampostería reforzada y edificios de hormigón prefabricado, esto debido a la alta aplicación de estos métodos constructivos en los Estados Unidos, mientras que la NEC 15 agrega la tipología MX que lo considera como estructuras mixtas ya sean de acero y hormigón o a su vez de madera y hormigón [3].

1.1.3.9 Puntaje básico, modificadores y puntaje final

Para cada uno de estas tipologías estructurales de los formatos se han calculado un índice de peligro estructural (puntaje básico) que indica la probabilidad de daño y pérdida de una edificación [10].

Tabla 7: Puntaje básico, modificadores y puntaje final para evaluación visual rápida de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones del Nivel 1, según FEMA 154.

PUNTAJE BÁSICO, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1																		
TIPO DE EDIFICACIÓN FEMA	No se sabe (DNK)	W1	W1A	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	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 en elevación severa, 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 en elevación moderada VL1		-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 (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-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
Post-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
Tipo de suelo 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
Tipo de suelo 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
Tipo de suelo 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
PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1, $SL1 \geq Smin$																		

Fuente: Federal Emergency Management Agency, pág. 136.

Tabla 8: Puntaje básico, modificadores y puntaje final para evaluación visual rápida de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones según la NEC 15.

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

Fuente: Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras NEC-15, pág. 136.

Los puntajes modificadores están en base a los principales factores que afectan significativamente a la construcción. Si un parámetro indica las siglas N/A significa que NO PLICA a ese sistema estructural. Los factores son los siguientes:

1.1.3.9.1 Altura de la edificación

- ❖ Baja altura (menor a 4 pisos)
- ❖ Mediana altura (de 4 a 7 pisos)
- ❖ Gran Altura (mayor a 4 pisos)

1.1.3.9.2 Irregularidad de la estructura

- ❖ Irregularidad en planta
- ❖ Irregularidad en elevación

1.1.3.9.3 Código de construcción

- ❖ Pre código (construidos antes de 1977) o construcción informal
- ❖ Construido en etapa de transición (entre 1977 y 2001)
- ❖ Post código moderno (a partir del 2001)

1.1.3.9.4 Tipo de suelo

- ❖ Tipo de suelo C

- ❖ Tipo de suelo D
- ❖ Tipo de suelo E

El tipo de suelo A o B no se considera ya que no es viable debido a que las estructuras emplazadas en este tipo de suelos no sufren daños significativos y para el tipo de suelo F es necesario un estudio más profundo a cargo de un especialista geotécnico [11].

Una vez considerado estos puntos se determina el puntaje final que proviene de la suma y/o resta de los valores de los modificadores ya mencionados. El puntaje debe ser relacionado con los límites que determinan el grado de vulnerabilidad sísmica de la estructura.

Tabla 9: Rangos de vulnerabilidad sísmica de acuerdo al puntaje final para evaluación visual rápida de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones de la NEC 15

Grado de Vulnerabilidad sísmica	
$S < 2.0$	Alta Vulnerabilidad, requiere evaluación especial
$2.0 > S < 2.5$	Media Vulnerabilidad
$S > 2.5$	Baja Vulnerabilidad

Fuente: Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras. NEC – 15, pág. 145.

Como mencionamos anteriormente la FEMA propone un segundo nivel de análisis que es opcional y sirve para corroborar las razones de los puntajes modificadores utilizados en la primera metodología [3].

1.1.3.10 Métodos cuantitativos

Los métodos cuantitativos o analíticos determinan la vulnerabilidad sísmica con un estudio más detallado y objetivo que se basan en relacionar parámetros más complejos que producen el comportamiento de la edificación durante un sismo, por ejemplo, las características del sismo, nivel de daño, configuración sísmica, características del suelo, elementos estructurales, materiales, etc.

Se caracterizan por realizar cálculos que analizan el comportamiento sismorresistente de una edificación y evalúan su funcionamiento al producirse el evento sísmico utilizando normas, manuales o reglamentaciones del país donde fueron desarrollados. Normalmente son acompañados de ensayos destructivos y no destructivos que ayuden a corroborar información de los elementos de la estructura a estudiar [11].

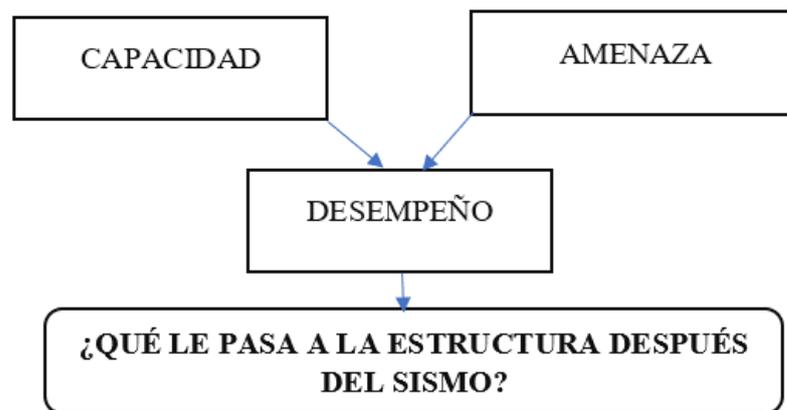
En este proyecto se plantea determinar el cumplimiento de la NEC 15 que es la norma que actualmente está en vigencia en nuestro país para posteriormente utilizando el método FEMA 440 el cual detalla el análisis de empuje lateral o “PUSHOVER” saber el desempeño de la edificación.

El documento FEMA 440 se produjo de la combinación del FEMA 356 y ATC-40, los cuales se enfocan en la aplicación del diseño por desempeño de edificaciones basados en un análisis no lineal, el FEMA 356 aplica el método de los coeficientes, mientras que ATC-40 el método de los espectros de capacidad y los dos buscan obtener el punto de desempeño de la estructura para una determinada acción sísmica. Estos dos métodos arrojaban resultados diferentes por lo cual en el año 2000 se produjo FEMA 440 luego de una investigación exhausta para determinar cuál era la diferencia y que el nuevo documento tenga las mejoras correspondientes [13].

1.1.3.11 Desempeño

El desempeño se basa en el adecuado control de daños de la edificación en su vida útil ante la ocurrencia de un sismo, refiriéndose a sus componentes estructurales y no estructurales.

Figura 3: Esquema comprendido acerca el desempeño sísmico de una estructura.



Fuente: William Campos N.

El diseño por desempeño o evaluación estructural por desempeño es su acertada estimación en términos de la rigidez, resistencia y ductilidad de la estructura. A partir de ahí es posible evaluar una edificación para que se comporte bajo ciertos niveles de desempeño para los cuales fue diseñada. De igual manera también es posible determinar la vulnerabilidad sísmica de estructuras que han sido diseñadas bajo

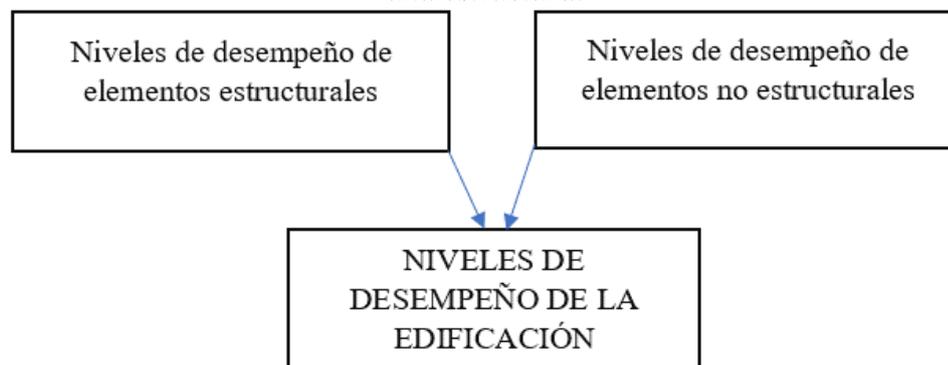
criterios y demandas sísmicas diferentes a las estipuladas actualmente en un código de diseño [14].

1.1.3.12 Niveles de desempeño

Los niveles desempeño describen o representan un estado límite de daño o un rango establecido en función de los posibles daños físicos de la edificación posterior a un terremoto. Los niveles de desempeño suelen expresarse en términos cualitativos de significación pública (impacto en ocupantes, usuarios, etc.) y en términos técnicos ingenieriles para el diseño o evaluación de edificaciones existentes (Agrietamiento, fluencia, pandeo, etc.)

La propuesta ATC-40 especifica separadamente el nivel de desempeño para la estructura y el nivel de desempeño para los elementos no estructurales de manera que su combinación conduzca a la determinación del nivel de desempeño de la edificación [15].

Figura 4: Esquema comprendido acerca de los Niveles de desempeño sísmico de una estructura.



Fuente: William Campos N.

1.1.3.13 Niveles de desempeño de elementos no estructurales.

Detallan los posibles estados de daño de los elementos no estructurales, en los cuales se determinan los siguientes estados de daño: operacional, ocupación inmediata, seguridad y amenaza, que son designados con la abreviación NP-n (“Nonstructural Performance”, donde a **n** se designa una letra) [15].

- ❖ **Operacional, NP-A:** Luego de la ocurrencia del sismo, los sistemas, componentes y los elementos no estructurales no presentan daño y siguen funcionando. Los equipos y maquinarias deben permanecer operativas aunque

ciertos servicios externos o no fundamentales no se encuentren 100% disponibles [16].

- ❖ **Inmediata Ocupación, NP-B:** Los sistemas, componentes y los elementos no estructurales están en su lugar, con pequeñas interrupciones que no comprometen su funcionamiento. Se tiene un grado de seguridad para los ocupantes de la edificación [15], [16].
- ❖ **Seguridad, NP-C:** Existen considerables daños en sistemas, componentes y elementos no estructurales sin colapso o obstrucción que pueda atentar la integridad de los ocupantes. No debería haber fallo en los componentes peligrosos, sin embargo, los equipos y maquinas podrían estar sin servicio. Podría haber algún herido pero el peligro de vida de los ocupantes por los daños en elementos no estructurales es bajo [15], [16].
- ❖ **Amenaza, NP-D:** Tiene importante daño en los sistemas, componentes y elementos no estructurales, pero sin colapso de los grandes y pesados elementos que pongan en peligro a los ocupantes. Los daños en componentes no estructurales representan un gran peligro a la vida de los ocupantes [15], [16].
- ❖ **No considerado, NP-E:** No se considera representativo en los niveles de desempeño de los elementos no estructurales, sino como una condición en la cual solo incluye una evaluación sísmica de los componentes estructurales. [15], [16].

1.1.3.14 Niveles de desempeño de elementos estructurales.

Detallan los posibles niveles de daño en los elementos estructurales. Para ello considera los siguientes tres estados límite: ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural, y dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad limitada. Que son designados con la abreviatura SP-n (“Structural Performance”, donde **n** es un número) [15].

- ❖ **Inmediata ocupación, SP-1:** El sistema estructural que resistente las cargas verticales y laterales permanece prácticamente intacto, su daño estructural es muy limitado, el peligro a la vida de los ocupantes no es muy considerable y la edificación se mantiene funcionando como se espera [15], [16].
- ❖ **Daño Controlado, SP-2:** Corresponde a un estado de daño que se encuentra entre las condiciones límite de inmediata ocupación y seguridad. Los ocupantes están salvaguardados pero habría una mínima posibilidad que se vean afectados [15], [16].

- ❖ **Seguridad, SP-3:** La estructura puede tener daños significativos pero la mayoría de los elementos estructurales se mantienen. Existe riesgo en la vida de las personas y en el caso más desfavorable puede haber afectados. La reparación estructural representa un alto costo [15], [16].
- ❖ **Seguridad Limitada, SP-4:** Es un estado de daño que se encuentra entre las condiciones límite de seguridad y estabilidad estructural, que representa un alto riesgo para sus ocupantes [15], [16].
- ❖ **Estabilidad Estructural, SP-5:** Se refiere a un estado de daño en el cual el sistema estructural está cerca de presentar un colapso parcial o total. Los daños son sustanciales, El sistema resistente a cargas laterales ya ha perdido bastante rigidez y resistencia, aun cuando la estructura resista cargas verticales evitando su colapso. Las personas corren un gran peligro. Así como un gran peligro de colapso de la edificación si se produjeran réplicas del sismo. La edificación requiere reparaciones estructurales significativas que deberían ser evaluadas si son viables o no [15], [16].
- ❖ **No Considerado, SP-6:** Ya no se podría considerar como un nivel de desempeño de la estructura, más bien se podría referir a una condición en la cual solo se incluye una evaluación sísmica o modificación de los elementos no estructurales. [15], [16].

1.1.3.15 Niveles de desempeño de la edificación.

Describen los niveles de daño para la edificación en conjunto, Dichos niveles son producto de la combinación de los rangos de desempeño de la estructura y de los componentes no estructurales. Se han determinado cuatro niveles de desempeño de edificaciones más comúnmente conocidos: operacional (1-A), inmediata ocupación (1-B), seguridad de vida (3-C) y estabilidad estructural (5-E), así como otros niveles de desempeño NO RECOMENDABLES (NR) en el sentido que no deben ser considerados en la evaluación [15].

Tabla 10: Niveles de desempeño de la edificación para determinar la vulnerabilidad sísmica de una edificación.

	<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, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Capítulo 3, pág. 2.

- ❖ **Operacional, 1-A:** Esta relacionado básicamente con la funcionalidad. Los componentes estructurales no sufren un daño considerable. Los sistemas, componentes y elementos no estructurales funcionan con normalidad. Si se requiriera de reparaciones no mermarían la funcionalidad del edificio. Los ocupantes están a salvo. Se mantienen las funciones de los servicios de la edificación. [15], [16].
- ❖ **Ocupación inmediata, 1-B:** Es el nivel de desempeño más usado para edificaciones esenciales. Las áreas de la edificación, los sistemas y equipamientos se encuentran operativos. Se mantiene en funcionamiento los servicios primarios. Algunos servicios secundarios tal vez presentan pequeñas deficiencias que requieren de reparaciones sencillas. la seguridad de los ocupantes se mantiene como objetivo principal [15], [16].
- ❖ **Seguridad de vida, 3-C:** En este nivel de daño la edificación podría representar una mínima amenaza contra la vida de los ocupantes. Este es el nivel de desempeño que se espera alcanzar con la aplicación de la Norma Ecuatoriana de Construcción si se encuentra empleada de una manera correcta. Los daños son limitados en los componentes estructurales y los elementos no estructurales podrían presentar un eventual fallo o volcamiento que podría conllevar a mermar

los servicios de algunos elementos primarios (servicios de agua, electricidad, etc.) y secundarios (acabados, fachadas, etc.) [15], [16].

- ❖ **Estabilidad estructural, 5-E:** En este último estado prácticamente la estructura ya no resistiría carga lateral por lo que una réplica significaría su colapso, el mismo que no se da porque el sistema resistente a carga vertical aún posee la mínima capacidad de mantenerlo en pie al edificio, de manera que el peligro para la vida de los ocupantes y transeúntes es muy alto motivo por el cual se debe realizar una pronta evacuación y desalojo de la edificación [15], [16].

1.1.3.16 Amenaza sísmica

Corresponden a las fuerzas externas impuestas a la estructura por distintos niveles o intensidades del sismo. A los sismos se los clasifica según los niveles de peligro y periodo medio de retorno tal como en la siguiente tabla [8].

Tabla 11: Niveles de amenazas sísmicas para verificación del desempeño en las estructuras según la NEC 15.

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período 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: Peligro sísmico, Diseño sismo resistente parte-1, pág. 41.

1.1.3.17 Filosofía del diseño sismo resistente

La filosofía de diseño permite comprobar el nivel de desempeño de las edificaciones Para estructuras de ocupación normal u otras edificaciones el objetivo de diseño es:

- ❖ El Nivel de desempeño sísmico debe ser operacional ante el sismo frecuente ($T_r = 72$ años).
- ❖ El Nivel de desempeño sísmico debe ser de seguridad de vida ante el sismo ocasional ($T_r = 225$ años).
- ❖ El Nivel de desempeño sísmico debe ser de estabilidad estructural o prevención de colapso ante el sismo raro ($T_r = 475$ años).

- ❖ En este tipo de estructuras no es obligatorio el análisis sísmico por desempeño.
- ❖ Para estructuras de ocupación especial el objetivo de diseño es:
- ❖ El nivel de desempeño sísmico debe ser de estabilidad estructural o prevención de colapso ante el sismo muy raro ($T_r = 2500$ años).
- ❖ En este tipo de estructuras es obligatorio el análisis sísmico por desempeño.
- ❖ Para estructuras de ocupación esencial el objetivo de diseño es:
- ❖ El Nivel de desempeño sísmico debe ser de seguridad de vida ante el sismo raro ($T_r = 475$ años).
- ❖ El nivel de desempeño sísmico debe ser de estabilidad estructural o prevención de colapso ante el sismo muy raro ($T_r = 2500$ años).

En este tipo de estructuras también es obligatorio el análisis sísmico por desempeño [8].

1.1.3.18 Análisis estático no lineal (PUSH-OVER)

Una de la metodología para realizar un análisis estático no lineal es el llamado método de análisis de múltiples grados de libertad “PUSH-OVER” que se puede aplicar para estructuras que van a ser construidas y existentes.

El análisis estático no lineal PUSH-OVER se basa en un proceso de análisis estáticos incrementales que toman en cuenta la variación de rigidez en cada elemento el mismo que se realiza aumentando la carga lateral hasta que la estructura alcanza ciertos límites de desplazamiento o se vuelva inestable, para realizar este análisis es muy importante saber las dimensiones y el acero en las secciones, así como determinar las propiedades no lineales de fuerza y deformaciones en las secciones. Esta técnica es apropiada para obtener la curva de capacidad lateral más allá del rango elástico y la formación secuencial de mecanismos y fallas en los elementos, así como el análisis global de la estructura, pero considerando que no es una respuesta final al diseño sino un avance importante en la consideración de las respuestas inelásticas que diferencian entre un correcto y mal desempeño antes grandes sismos [10].

Una de las ventajas de utilizar este método es que se usa un espectro de respuesta antes que un numero de movimientos del suelo, así como una de las desventajas es que no existe mucha sustentación teórica y algunos parámetros utilizados en esta técnica son de origen semi – empíricos basados en análisis de ajustes por laboratorios.

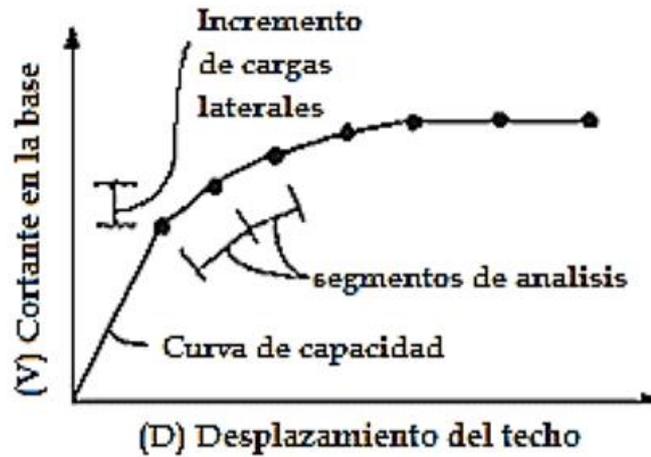
Para poder desarrollar la curva de capacidad del modelo el FEMA 356 sugiere emplear el Método de Coeficientes. Este método estima el desplazamiento máximo de osciladores de un grado de libertad multiplicando la respuesta elástica por varios coeficientes, asumiendo ciertas propiedades lineales y de amortiguamiento. Para el cálculo del desplazamiento máximo o desplazamiento objetivo. Para ello es necesario incluir al modelo las cargas gravitacionales y laterales en dirección positiva y negativa, así como la intensidad sísmica máxima esperada. Es necesaria la selección de un nodo de control y la determinación del periodo fundamental [7].

1.1.3.19 Curva Capacidad

La curva capacidad de una estructura depende de la resistencia y deformación máxima de sus componentes individuales (elementos estructurales), en nuestro caso la estructura se compone de hormigón y acero de refuerzo. Generalmente se obtiene por medio de un análisis estático no lineal por lo cual la curva se genera mediante la relación del cortante en la Base (V) que se ubica en el eje de las ordenadas y el Desplazamiento en el techo (D) que está en el eje de las abscisas, datos que son generados al aplicar un patrón de cargas laterales (sismo) a la edificación los cuales siguen la forma del modo fundamental de vibración o otra distribución menos compleja que puede ser triangular, rectangular o parabólica [17]. Utilizando este proceso se puede determinar la secuencia del agrietamiento, cedencia y fallo de los componentes estructurales, así como los estados límite de servicio en una estructura [18].

En la curva capacidad se considera que el modo fundamental de vibración es la respuesta predominante de la estructura y para edificios en que su periodo fundamental sea menor a un segundo, en el caso de no ser así se debe considerar un análisis abordando los efectos del modo más alto [19].

Figura 5: Representación de la curva de capacidad de una estructura relacionando su cortante basal y su desplazamiento en el techo.

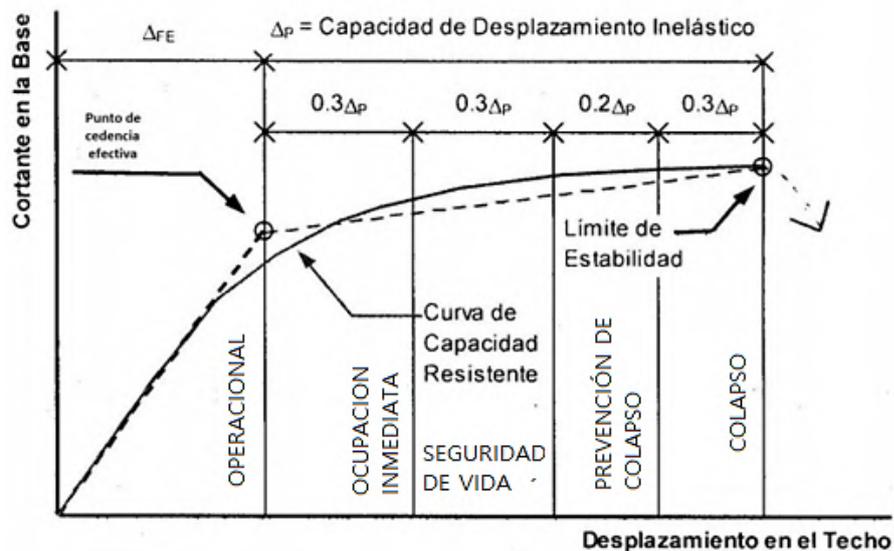


Fuente: ATC 40, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Capítulo 8. pág. 6.

1.1.3.20 Sectorización de la curva Capacidad.

Una vez obtenida la curva capacidad conviene sectorizarla en función de los estados de daño que empiezan en el punto de fluencia efectiva el cual divide el tramo elástico del inelástico mismo que se divide en cuatro sectores definidos por fracciones de la capacidad de desplazamiento inelástico (Δ_p) como se observa en la siguiente figura [20].

Figura 6: Sectorización de la curva capacidad de acuerdo al comité VISION 2000.

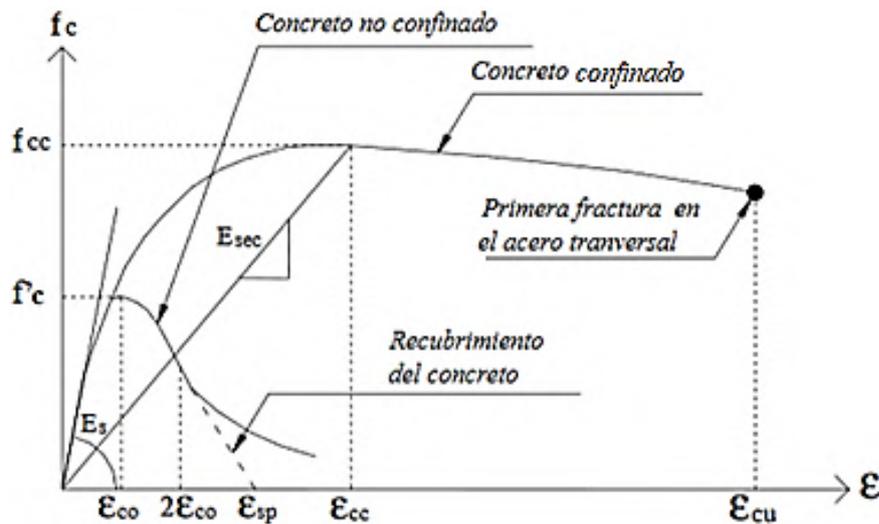


Fuente: Alaba Núñez, *Diseño por desempeño de una edificación de hormigón armado utilizando el método de análisis tiempo- historia*. Pag 125.

1.1.3.21 Modelo de comportamiento del hormigón

El hormigón al ser un material que trabaja excelente a compresión, en el análisis no lineal se lo diferencia en hormigón no confinado y hormigón confinado, este último depende de la cuantía del refuerzo transversal de acero ya que el hormigón que se encuentra en su interior adquiere una sobre resistencia en comparación con la resistencia a compresión inicial utilizada en el diseño como se puede observar en la figura 7.

Figura 7: Modelo de esfuerzo/deformación de concreto no confinado y confinado propuesto por Mander en el cual determinamos la resistencia y sobre resistencia de estos tipos de hormigones respectivamente.



Fuente: B. Mander, M. Priestley y R. Park, *Theoretical Stress - Strain Model for Confined Concrete*, pág. 1807.

El modelo de Mander esta dado por la siguientes formulas:

$$f_c = \frac{f'_{cc} * x * r}{r - 1 + x^r} \quad (\text{Ec3})$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad (\text{Ec4})$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (\text{Ec5})$$

Relación de módulos de elasticidad

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (\text{Ec6})$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (\text{Ec7})$$

$$E_c = 13100 \sqrt{f'_c} \quad (\text{Ec8})$$

$$\varepsilon_{ccu} = 3\varepsilon_{cc} \quad (\text{Ec9})$$

$$f'_{cc} = f'_{c} \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94fl}{f'_{c}}} - \frac{2fl}{f'_{c}} - 1.254 \right) \text{ [MPa]} \quad (\text{Ec10})$$

$$fl = 0.5 * Ce * \rho v * f_{yh} \quad (\text{Ec11})$$

$$\rho v = \frac{n * Ab}{s * b'} \quad (\text{Ec12})$$

Donde:

f'_{cc} : Esfuerzo del concreto confinado [MPa]

f'_{c} : Esfuerzo del concreto no confinado

fl : Presión radial ejercida por el refuerzo transversal [MPa]

f_{c} : Esfuerzo del concreto no confinado

ε_{cc} : Deformación al esfuerzo máximo de compresión del concreto confinado

ε_{cc} : Deformación de compresión

Ce : Factor de confinidad efectiva

ρv : Cuantía de refuerzo transversal [MPa]

f_{yh} : Esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal

n : Numero de ramales

Ab : Área de varilla transversal

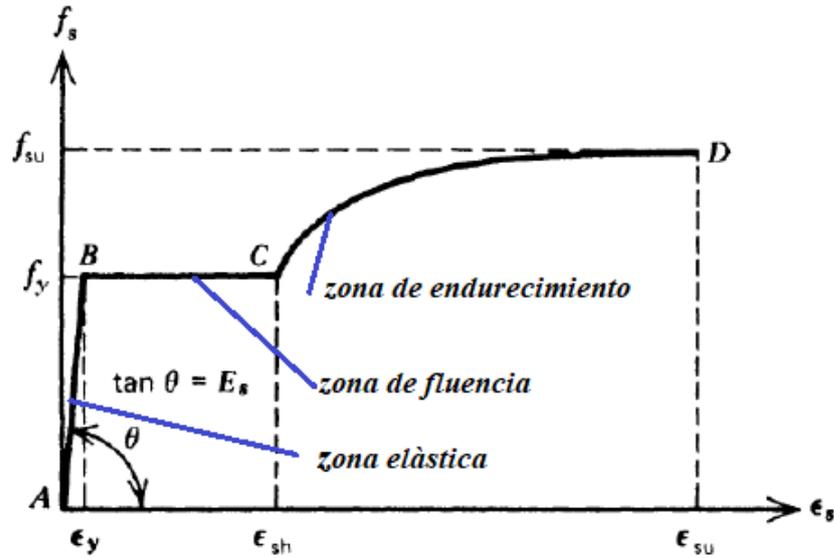
s : Espaciamiento entre estribos

b' : Base confinada de la sección

1.1.3.22 Modelo de comportamiento del acero

El acero de refuerzo es excelente trabajando ante esfuerzos de tensión por lo que Park propone un modelo para el análisis no lineal de este material que consiste en una aproximación de la curva esfuerzo-deformación a tensión del acero, el modelo considera las zonas elásticas lineal, zona de fluencia y la zona de endurecimiento por deformación en la cual el acero recupera su capacidad de soportar cargas.

Figura 8: Modelo propuesto por Park que aproxima la curva esfuerzo – deformación del modelo de comportamiento real de tensión del acero.



Fuente: B. Mander, M. Priestley y R. Park, *Theoretical Stress - Strain Model for Confined Concrete*, pág. 3.

Ecuaciones:

$$\epsilon_s \leq \epsilon_y \quad \therefore \quad f_s = \epsilon_s * E_s \quad (\text{Ec13})$$

$$\epsilon_y < \epsilon_s \leq \epsilon_{sh} \quad \therefore \quad f_s = f_y \quad (\text{Ec14})$$

$$\epsilon_s > \epsilon_{sh} \quad \therefore \quad f_s = f_u + (f_y - f_u) \left[\frac{\epsilon_{su} - \epsilon_s}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right]^2 \quad (\text{Ec15})$$

Donde:

E_s : modulo de elasticidad del acero

E_{sh} : modulo tangente al inicio del endurecimiento

f_y : Tension de fluencia

f_{su} : Tension ultima

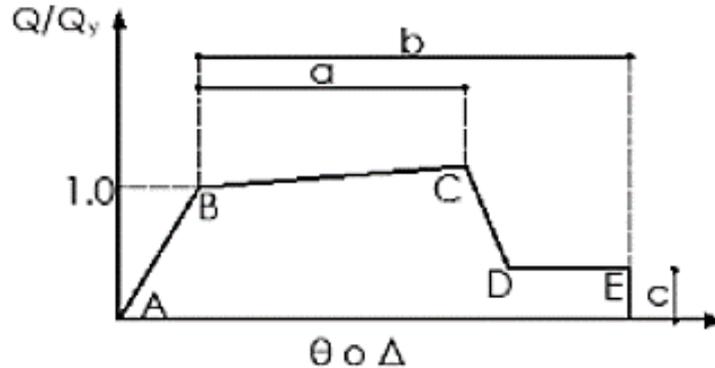
ϵ_{sh} : Deformación final de la meseta de fluencia

ϵ_{su} : Deformación ultima a f_{su}

1.1.3.23 Elementos dúctiles de hormigón armado

Es necesario conocer las relaciones momento - curvatura o momento – rotación para realizar un análisis estático no lineal, de estos diagramas se obtiene la rigidez de una sección de acuerdo al nivel de cargas que gravita o actúan sobre la misma.

Figura 9: Relación generalizada carga-deformación para componentes estables de hormigón armado.



Fuente: ASCE 41-17, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, Capítulo 9, pág. 108.

En la figura 9, Q_y indica la resistencia del componente y Q la demanda impuesta por el sismo. La respuesta se mantiene lineal hasta un punto de cedencia efectivo (nominal) B, seguido por un punto de cedencia con posible endurecimiento por deformación C, para luego alcanzar el punto de degradación de la resistencia D y finalmente el punto de colapso final y pérdida de capacidad de carga vertical E. Las secciones a y b son deformaciones que ocurren en el rango inelástico, en cambio c es un parámetro que indica la reducción de la resistencia que esta luego del segmento CD, estos valores numéricamente están de acuerdo al tipo de material estructural, falla, confinamiento junto con su característica geométrica y estructura [13].

Cuando la demanda es igual a la resistencia de la sección ($Q/Q_y = 1$), en tensión o flexión representa el valor de fluencia después del cual el elemento se endurece a medida que se deforma, asociado a la compresión representa el valor cuando el hormigón comienza a agrietarse seguido del endurecimiento, esto por la deformación del refuerzo longitudinal y el hormigón confinado y si el valor está asociado con la resistencia a corte esta será la de diseño

El ASCE 41-17 propone valores para modelar estos puntos del diagrama, también los criterios de aceptación para los niveles de desempeño de acuerdo con el tipo de elemento estructural, el tipo de falla y sollicitaciones a las que este requerida [21].

Las siguientes tablas muestran valores de aceptación tanto para vigas como para columnas

Tabla 12: Parámetros de modelación y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales en Vigas de Concreto Reforzado.

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams								
Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotation Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle (radians)				
	a	b		Performance Level				
			IO	LS	CP			
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\frac{e-d'}{h_{\text{net}}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{W^d}{d_w \sigma_c \sqrt{f_{cE}}}$						
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

Note: f_{cE} in lb/in.^2 (MPa) units.

Fuente: ASCE 41-17, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, Capítulo 10, pág.150.

Tabla 13: Parámetros de modelación y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales e1 Columnas de Concreto Reforzado.

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns Other Than Circular with Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318			
Modeling Parameters	Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle (radians)		
	Performance Level		
Plastic Rotation Angles, <i>a</i> and <i>b</i> (radians) Residual Strength Ratio, <i>c</i>	IO	LS	CP
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^a			
$a = \left(0.042 - 0.043 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 0.63\rho_t - 0.023 \frac{V_{yE}}{V_{CoIOE}} \right) \geq 0.0$	0.15 <i>a</i> ≤ 0.005	0.5 <i>b</i> ^b	0.7 <i>b</i> ^b
For $\frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \leq 0.5$ $b = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8A_g f'_{cE}} \frac{1}{\rho_t} \frac{f'_{cE}}{f_{yIE}}} - 0.01 \geq a^a$			
$c = 0.24 - 0.4 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \geq 0.0$			
Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^c			
$a = \left(\frac{1}{8} \frac{\rho_t f_{yIE}}{\rho_t f_{yIE}} \right) \geq 0.0$	0.0	0.5 <i>b</i>	0.7 <i>b</i>
$b = \left(0.012 - 0.085 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 12\rho_t^e \right) \geq a$			
$c = 0.15 + 36\rho_t \leq 0.4$			
<p>Notes: ρ_t shall not be taken as greater than 0.0175 in any case nor greater than 0.0075 when ties are not adequately anchored in the core. Equations in the table are not valid for columns with ρ_t smaller than 0.0005. V_{yE}/V_{CoIOE} shall not be taken as less than 0.2. N_{UD} shall be the maximum compressive axial load accounting for the effects of lateral forces as described in Eq. (7-34). Alternatively, it shall be permitted to evaluate N_{UD} based on a limit-state analysis. ^a <i>b</i> shall be reduced linearly for $N_{UD}/(A_g f'_{cE}) > 0.5$ from its value at $N_{UD}/(A_g f'_{cE}) = 0.5$ to zero at $N_{UD}/(A_g f'_{cE}) = 0.7$ but shall not be smaller than <i>a</i>. ^b $N_{UD}/(A_g f'_{cE})$ shall not be taken as smaller than 0.1. ^c 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. (10-1a) or (10-1b). Modeling parameter for columns controlled by inadequate development or splicing shall never exceed those of columns not controlled by inadequate development or splicing. ^d <i>a</i> for columns controlled by inadequate development or splicing shall be taken as zero if the splice region is not crossed by at least two tie groups over its length. ^e ρ_t shall not be taken as greater than 0.0075.</p>			

Fuente: ASCE 41-17, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, Capítulo 10, pág.151.

1.1.3.24 Linealización equivalente

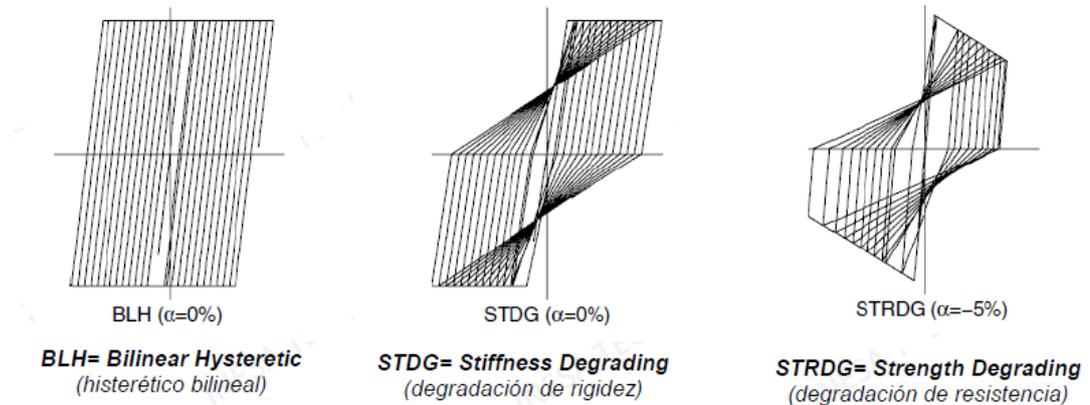
La linealización equivalente tiene como propósito obtener una aproximación lineal equivalente del desplazamiento máximo de un sistema no lineal, este procedimiento está en función de la ductilidad (μ), que es la relación entre el desplazamiento máximo y el desplazamiento de fluencia, este proceso es aplicable para ductilidades (μ) menores a 10 y su solución se encuentra de manera iterativa y es aplicable para estructuras [3].

1.1.3.25 Parámetros básicos para la linealización equivalente

Los parámetros lineales equivalentes (período efectivo T_{eff} y amortiguamiento efectivo β_{eff}), se determinan a través de un análisis estadístico que minimiza, de una manera rigurosa, las ocurrencias extremas de las diferencias (errores) entre la respuesta máxima de un sistema inelástico real y su homólogo lineal equivalente [22]. Una de las variables de la que depende el cálculo de los parámetros efectivos es

el tipo de comportamiento histórico que presente la estructura, en términos de degradación de resistencia y rigidez [3]. Se analizaron tres tipos de comportamiento:

Figura 10: Tipos de modelos históricos.



Fuente: FEMA 440, *Improvement of Nolinear Static Seismic Analysis Procedures*, Capitulo 6, pág. 2.

1.1.3.25.1 Amortiguamiento efectivo

Los valores del amortiguamiento efectivo, expresados como un porcentaje del amortiguamiento crítico, para todos los tipos de modelo histórico considerando coeficientes que se detallan en las siguientes tablas [23].

Para $1.0 < \mu < 4.0$

$$\beta_{eff} = A(\mu - 1)^2 + B(\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad (\text{Ec16})$$

Para $4.0 < \mu < 6.5$

$$\beta_{eff} = C + D(\mu - 1) + \beta_0 \quad (\text{Ec17})$$

Para > 6.5

$$\beta_{eff} = E \left[\frac{F(\mu-1)-1}{[F(\mu-1)]^2} \right] * \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0 \quad (\text{Ec18})$$

Donde:

β_{eff} : Amortiguamiento efectivo

T_{eff} : Periodo efectivo

A, B, C, D, E, F : Coeficientes (Tabla 14)

β_0 : Amortiguamiento inicial = 5% de acuerdo a la NEC-SE-DS.

T_0 : Periodo inicial obtenido con la ecuación de la figura 17 del espectro de la NEC

μ : ductilidad que se determina mediante la ecuación 33.

Tabla 14: Coeficientes para 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, *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*, Capítulo 6, pág. 3.

Para modelos de estructuras en los cuales sus componentes exhiben comportamiento fuerza deformación distintos, queda menos claro cuál coeficiente utilizar [13].

Cuando exista esta duda, se deberán utilizar las siguientes ecuaciones generales optimizadas:

Para $1.0 < \mu < 4.0$

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad (\text{Ec19})$$

Para $4.0 < \mu < 6.5$

$$\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0 \quad (\text{Ec20})$$

Para > 6.5

$$\beta_{eff} = 19 \left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)]^2} \right] * \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0 \quad (\text{Ec21})$$

1.1.3.25.2 Periodo efectivo

Los valores de período efectivo para todos los tipos de modelos histeréticos y valores α se calculan con las siguientes expresiones:

Para $1.0 < \mu < 4.0$

$$T_{eff} = [G(\mu - 1)^2 + H(\mu - 1)^3 + 1]T_0 \quad (\text{Ec22})$$

Para $4.0 < \mu < 6.5$

$$T_{eff} = [I + J(\mu - 1) + 1]T_0 \quad (\text{Ec23})$$

Para > 6.5

$$T_{eff} = \left\{ K \left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+L(\mu-2)}} - 1 \right] + 1 + \right\} T_0 \quad (\text{Ec24})$$

Donde:

T_{eff} : Periodo efectivo.

A, B, C, D, E, F : Coeficientes (Tabla 15).

β_0 : Amortiguamiento inicial .

T_0 : Periodo inicial obtenido con la ecuación de la figura 17 del espectro de la NEC

μ : ductilidad que se determina mediante la ecuación 33.

Tabla 15: Coeficientes para la ecuación del 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, *Improvement of Nolinear Static Seismic Analysis Procedures*, Capitulo 6, pág. 4.

El uso de estos coeficientes para estructuras reales está sujeto a las mismas limitaciones que las expuestas para el amortiguamiento efectivo. Cuando no se esté seguro del tipo de comportamiento, se deberán utilizar las expresiones optimizadas

para cualquier comportamiento, independiente del modelo histerético o rigidez post elástica (α) [3]:

Para $1.0 < \mu < 4.0$

$$T_{eff} = [0.2(\mu - 1)^2 + 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0 \text{ (Ec25)}$$

Para $4.0 < \mu < 6.5$

$$T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0 \text{ (Ec26)}$$

Para > 6.5

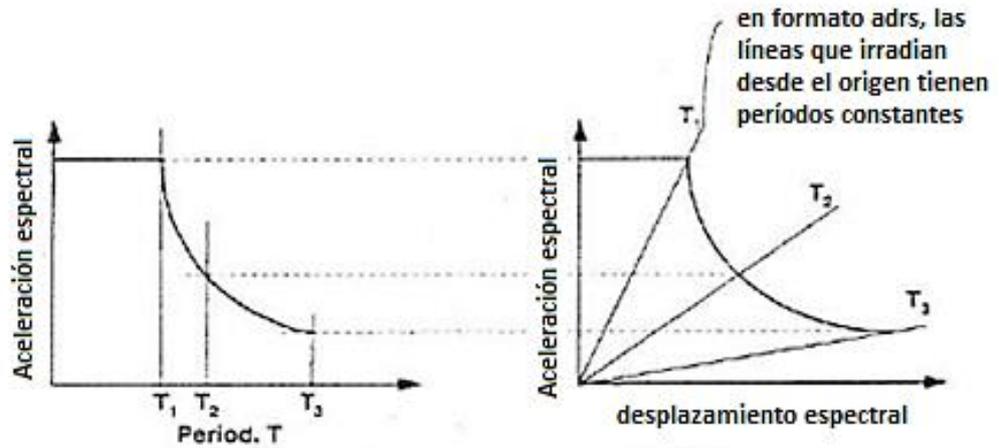
$$T_{eff} = \left\{ 0.89 \left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0 \text{ (Ec27)}$$

Estas expresiones aplican sólo para $T_0=0.2$ a $2seg$.

1.1.3.26 Proceso de solución para encontrar el desplazamiento inelástico de una estructura ante una demanda sísmica

1. Debemos elegir una representación espectral del movimiento de tierra en estudio con un amortiguamiento inicial (β_i) que normalmente se lo hace al 5% sin ninguna reducción, pudiendo ser un espectro determinista o probabilista del sitio en donde está emplazada la estructura por analizar [9], [24].
2. Modificar el espectro seleccionado para la interacción de suelo- estructura (SSI) [9]. Relacionando una reducción potencial en ordenadas espectrales para interacción cinemática y una modificación en el sistema amortiguamiento del valor inicial β_i a β_o , a la cuenta para la amortiguación de la base. Si la amortiguación de la base no es considerada, β_o es igual a β_i [9], [24].
3. Convertir el espectro seleccionado de un sistema aceleración-desplazamiento a un formato de espectro de respuesta de acuerdo en ATC-40 [9]. Este espectro es el inicial Demanda de ADRS [24].

Figura 11: Conversión del espectro de respuesta estándar a espectro ADRS.



Fuente: ATC- 40, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Capítulo 8 pág. 11.

Según ATC 40 se transforma el espectro de demanda a formato ADRS con las siguientes fórmulas:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} * S_{ai} * T^2 \quad (\text{Ec 28})$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_{di}}{S_{ai}}} \quad (\text{Ec 29})$$

En donde:

S_{di} : Desplazamiento espectral

T_i : Periodo en i

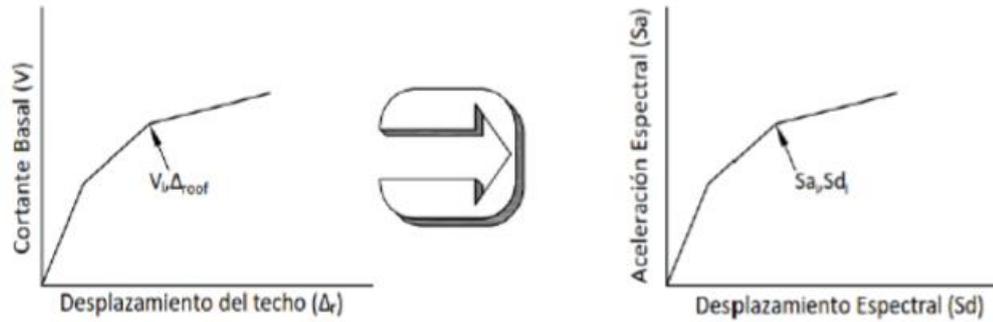
S_{ai} : Aceleración espectral i

g : Gravedad

4. Generar una curva de capacidad para la estructura que va a hacer analizada. Esta es una relación fundamental para un modelo SDOF de la estructura entre la aceleración espectral y desplazamiento espectral [9], [24].

Es fundamental que los dos espectros, Demanda y Capacidad estén en el mismo formato, para cumplir con esto los puntos de la curva de capacidad se los pasa a la relación de Aceleración – Desplazamiento, mediante las siguientes formas [9], [24]:

Figura 12: Conversión de la curva capacidad a espectro de capacidad.



Fuente: ATC- 40, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Capítulo 8 pág. 12.

$$S_{ai} = \frac{V_i/W}{\alpha_1} \quad (\text{Ec 30})$$

$$S_{ai} = \frac{\Delta_{roof}}{PF * \phi_{roof}} \quad (\text{Ec 31})$$

Donde:

V_i : Cortante basal i de la estructura

W : Peso total de la estructura

α_1 : Coeficiente de participación modal de la masa

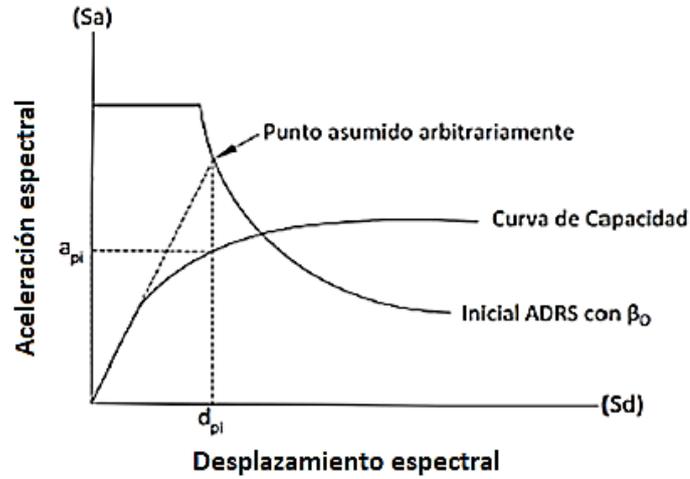
Δ_{roof} : Desplazamiento de la estructura

PF : Factor de participación modal para el modo fundamental

ϕ_{roof} : Amplitud a nivel del techo en el primer piso

5. Seleccionar un punto de desempeño inicial (aceleración máxima (a_{pi}), desplazamiento (d_{pi}), esto puede estar basado en una aproximación de desplazamiento como se observa en la figura 13 [9], [24].

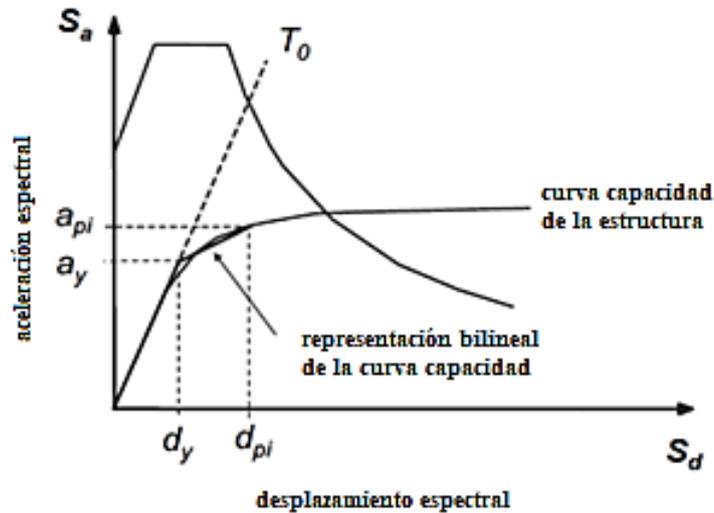
Figura 13: Punto de desempeño que se origina en la intersección de la curva capacidad y el espectro de demanda.



Fuente: FEMA 440, *Improvement of Nolinear Static Seismic Analysis Procedures*, Capítulo 6, pág. 7.

- Desarrollar una representación bilineal del espectro de capacidad de acuerdo con los procedimientos en ATC-40. Definiendo el período inicial (T_0), desplazamiento de rendiemento (d_y), y aceleración de rendiemento (a_y) [9], [24] como se observa en la siguiente figura.

Figura 14: Representación bilineal del espectro de capacidad.



Fuente: FEMA 440, *Improvement of Nolinear Static Seismic Analysis Procedures*, Capítulo 6, pág. 7.

- Para la representación bilineal desarrollada en el Paso anterior, se calcule los valores de la rigidez post elástica (α), y ductilidad, (μ), con las siguientes expresiones:

❖ Rigidez post elástica (α)

$$\alpha = \frac{\frac{a_{pi}-a_y}{d_{pi}-a_y}}{\frac{a_y}{d_y}} \quad (\text{Ec32})$$

❖ Ductilidad (μ)

$$\mu = \frac{Du}{Dy} \quad (\text{Ec33})$$

8. Calculamos la amortiguación efectiva correspondiente (β_{eff}) usando los valores determinados en el paso anterior. Del mismo modo calcular el correspondiente período efectivo, (T_{eff}) .[9], [24].

PROCEDIMIENTO C (MADRS Puntos de rendimiento)

En este proceso se utiliza el espectro modificado de aceleración-respuesta para múltiples supuestos soluciones (a_{pi} , d_{pi}) y las ductilidades correspondientes a generar un lugar geométrico de posibles puntos de rendimiento. El punto de rendimiento real se encuentra en la intersección de este lugar geométrico y el espectro de capacidad [9], [24].

9. Utilizar el amortiguamiento efectivo calculado en el paso anterior, ajustar los ADRS iniciales a β_{eff} se utilizará los factores de reducción espectral para ajustar a un apropiado nivel de amortiguamiento efectivo [9], [24] .
10. Elaborar el espectro de respuesta de aceleración-desplazamiento modificado (MADRS), multiplicando las ordenadas de aceleración de la ADRS para β_{eff} por el factor de modificación M en función al período efectivo calculo anteriormente T_{eff} [9], [24].

$$M = \frac{a_{max}}{a_{eff}} \quad (\text{Ec 34})$$

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}}\right)^2 = \left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 * \left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2 \quad (\text{Ec 35})$$

Entonces

$$\left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2 = \frac{1+\alpha(\mu-1)}{\mu} \quad (\text{Ec 36})$$

Donde:

a_{eff} : Aceleración efectiva

a_{max} : Aceleración máxima

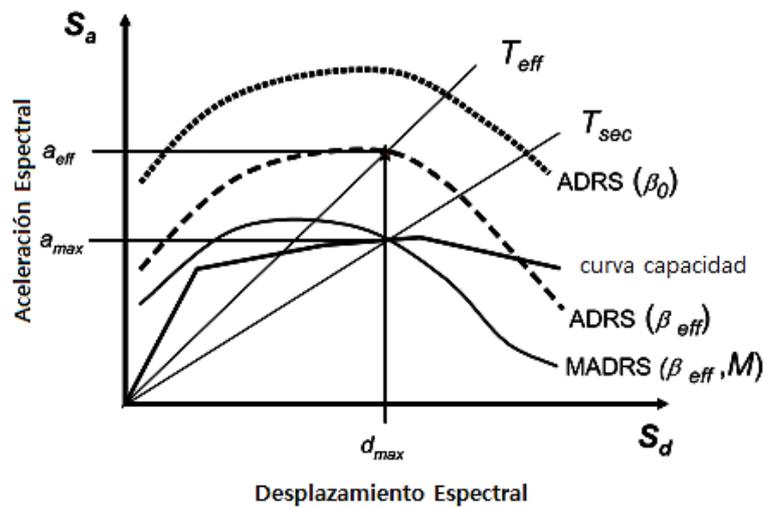
α : Rigidez post elástica

T_{sec} : Periodo secante

T_0 : Periodo inicial obtenido con la ecuación de la figura 15 del espectro de la NEC

M : Factor de modificación.

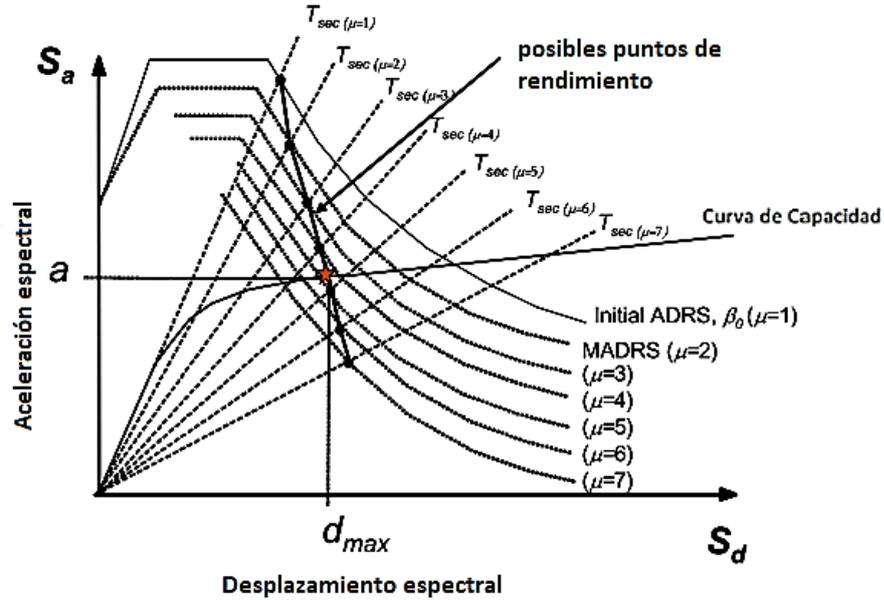
Figura 15: Diagrama Aceleración-Desplazamiento del espectro de respuesta (MADRS) usando con el periodo secante.



Fuente: FEMA 440, *Improvement of Nolinear Static Seismic Analysis Procedures*, Capítulo 6, pág. 5.

11. Un posible punto de desempeño es generado por la intersección del período radial secante T_{sec} con la demanda MADRS, como se observa en la siguiente figura [9], [24].

Figura 16: Posible comportamiento de puntos usando MADRS.



Fuente: FEMA 440, *Improvement of Nolinear Static Seismic Analysis Procedures*, Capítulo 6, pág. 9.

12. Aumentar o disminuir el rendimiento asumido señalar y repetir el proceso para generar una serie de posibles puntos de rendimiento [9], [24].
13. Finalmente el punto de comportamiento real está definido por intersección geométrica de puntos del Paso 12 y el espectro de capacidad.[22], [24].

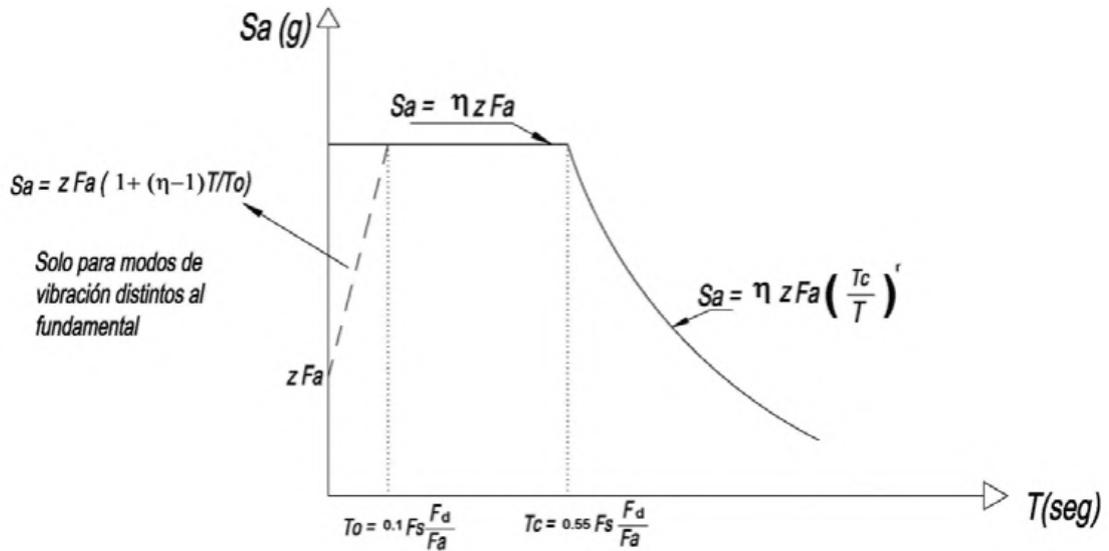
1.1.3.27 Demanda

La demanda se trata de la aceleración que el suelo transmite a la estructura durante un sismo [25]. Para su representación se realiza la curva de demanda que viene representado por el espectro de respuesta en razón de un factor de sobre resistencia R , que considera la ductilidad de los materiales [19].

1.1.3.28 Espectro elástico de diseño NEC-SE-DS 2015

Para fines de diseño la NEC 15 plantea un espectro de aceleración descrito a continuación [25].

Figura 17: Espectro sísmico elástico de aceleraciones expresado como fracción de la aceleración de la gravedad que representa el sismo de diseño de acuerdo a la NEC-SE-DS.



Fuente: Peligro sísmico, Diseño sismo resistente NEC 15 parte-1, pág. 33.

η = Valor de amplificación espectral (S_a/Z , en roca), entre la aceleración ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

- $\eta = 1.80$ Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)
- $\eta = 2.48$ Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$ Provincias del Oriente

F_a = Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

F_d = Coeficiente de amplificación de suelo.

F_s = Coeficiente de amplificación de suelo.

S_a = Espectro de respuesta elástico de aceleración, dependerá del modo de vibración de la estructura.

T = Período fundamental de vibración de la estructura.

T_0 = Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

T_c = Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

r = Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto

- $r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E

- $r = 1.5$ para tipo de suelo E

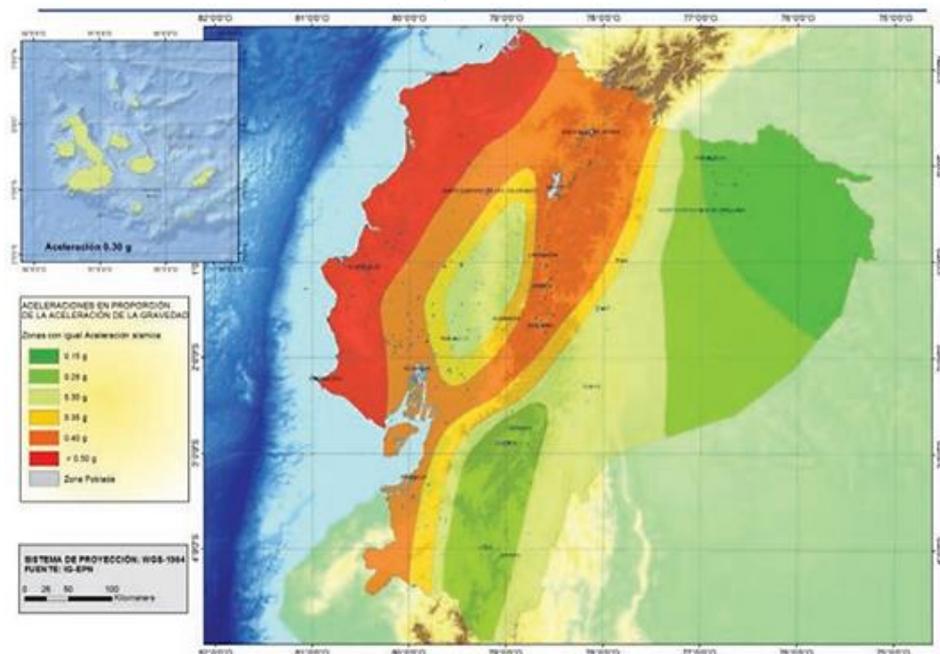
Z = Aceleración máxima en roca [8].

1.1.3.28.1 Zonificación sísmica y factor Z

Ecuador está dividido en zonas sísmicas y las curvas de peligro sísmico de acuerdo a la NEC-SE-DS. En los edificios de uso normal se emplea un factor Z que detalla la aceleración máxima en roca que se espera para un sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad [8].

Teniendo en cuenta el lugar de emplazamiento de la estructura, de acuerdo al mapa de la figura 17, la zonificación sísmica empleada para el diseño se ha determinado mediante un estudio de peligrosidad sísmica para un 10% de excedencia en 50 años y un periodo de retorno de 475 años que incluye una saturación a 0.50g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que se detalla en la zona VI [8].

Figura 18:: Ecuador, zonas sísmicas para propósito de diseño y valor de factor de zona Z .



Fuente: Peligro sísmico, Diseño sismo resistente NEC 15 parte-1, pág. 27.

Tabla 16: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

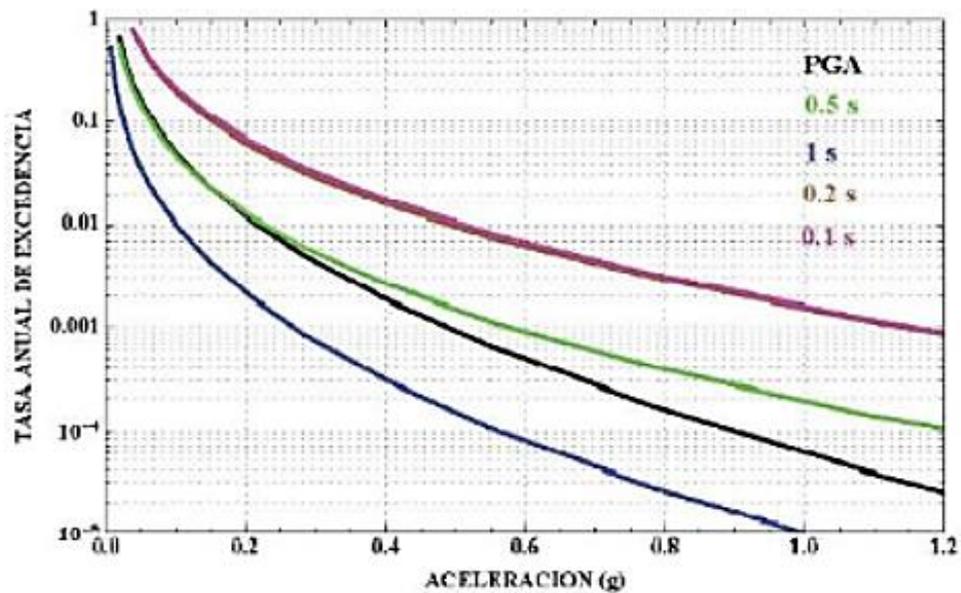
Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: Peligro sísmico, Diseño sismo resistente NEC 15 parte-1, pág. 27.

En las estructuras de ocupación especial, estructuras esenciales, puentes, obras portuarias y otras estructuras diferentes a las de edificación, se emplea diferentes niveles de peligro sísmico con el propósito de determinar el cumplimiento del desempeño por lo que se proporciona las curvas de peligro sísmico probabilista para cada capital de provincia, en las cuales se relaciona la aceleración sísmica en el terreno (PGA) con un nivel de probabilidad anual de excedencia [8].

Las estructuras de este rango no deben colapsar para un sismo de un periodo de retorno de 2500 años y presentar un nivel de seguridad de vida ante la amenaza de un sismo que tiene un periodo de retorno de 475 años [8]. Estableciendo que la edificación de este proyecto se encuentra situada en el cantón Cevallos tomamos las curvas de peligro sísmico determinadas para la provincia de Tungurahua que la NEC lo hace referencia a su capital Ambato.

Figura 19: Curvas de Peligro Sísmico para Ambato.



Fuente: Peligro sísmico, Diseño sismo resistente NEC 15 parte-3, pág. 112.

1.1.3.28.2 Tipos de perfiles de suelo para el diseño sísmico

De acuerdo a la NEC 15 se define seis tipos de perfil de suelo de acuerdo a sus características mecánicas.

Los coeficientes de perfil del suelo como el F_a , F_d y F_s , amplifican el valor de las ordenadas en el espectro de respuesta inelástico de las aceleraciones para un diseño en roca en función del sitio [8].

Tabla 17: Clasificación de los perfiles de suelo, que puede ser determinado mediante el ensayo SPT.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_v \geq 50 \text{ kPa}$

Fuente: Peligro sísmico, Diseño sismo resistente NEC 15 parte-1, pág. 30.

El factor dado como F_a , es el coeficiente de amplificación del suelo en la zona de periodo corto y se lo muestra en la tabla 18, [8].

Tabla 18: Tipos de suelo y factores de sitio F_a .

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12

Fuente: Peligro sísmico, Diseño sismo resistente NEC 15 parte-1, pág. 31.

El factor F_d , es la amplificación de los valores de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca y se muestra en la tabla 19, [8].

Tabla 19: Tipos de suelo y factores de sitio F_d .

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11

Fuente: Peligro sísmico, Diseño sismo resistente NEC 15 parte-1, pág. 31.

El factor F_s , que representa el comportamiento no lineal de los suelos y se lo muestra en la tabla 20, [8].

Tabla 20: Tipos de suelo y factores de sitio F_s .

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40

Fuente: Peligro sísmico, Diseño sismo resistente NEC 15 parte-1, pág. 32.

1.1.3.29 Vibraciones Estructurales

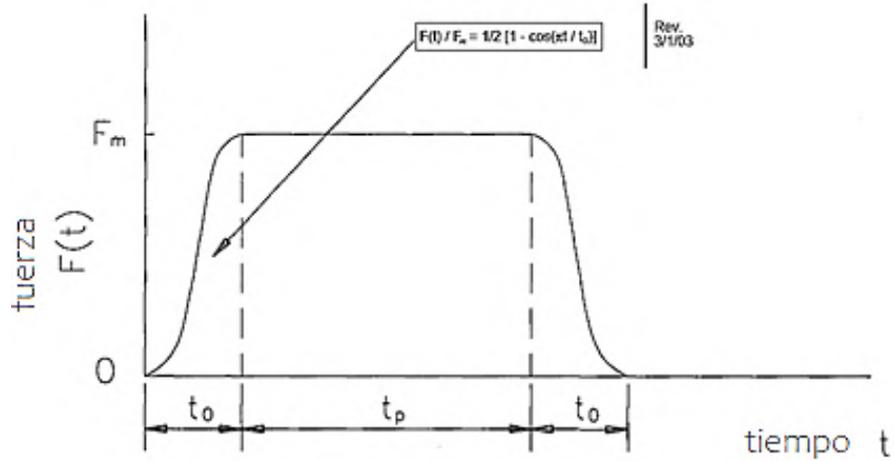
Los estudios sobre vibraciones en las estructuras tienen mucha relevancia en los últimos años ya que los ocupantes presentan quejas de vibraciones puesto que generalmente no se tiene en cuenta este parámetro o la sobreestimaron del amortiguamiento por parte del calculista y ha sido hasta recientemente que los profesionales a fin al campo de la construcción aplican este criterio [19].

Una persona con sus pasos al caminar puede provocar vibraciones en un piso, aunque generalmente más de una persona caminan simultáneamente en dicha área y no de manera sincronizada por lo que se puede decir que cada paso representa un impulso y un trayecto como una serie impulsos que una persona ha caminado.

1.1.3.30 Estimación de la vibración máxima ocasionada por desplazamientos generados al caminar

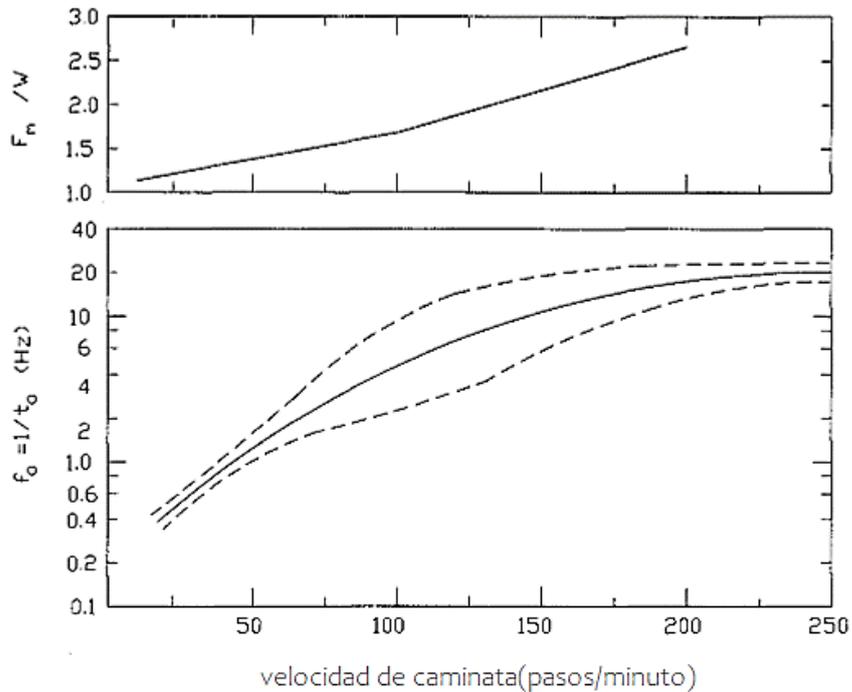
Cuando una persona camina el pulso de fuerza que ejerce sobre un piso tiene una forma idealizada, en la figura 20 se puede ver el detalle. La fuerza máxima (F_m), igual con el tiempo de subida de pulso (t_0), dependen de la velocidad a la que camina y el peso que tiene la persona (W).

Figura 20: Fuerza de pulso de paso idealizado al caminar de una persona.



Fuente: AISC Steel Design Guide Series 11, Capítulo 6. pág. 47.

Figura 21: Dependencia de la fuerza máxima (Fm) y tiempo de subida (to) en la velocidad de caminado.

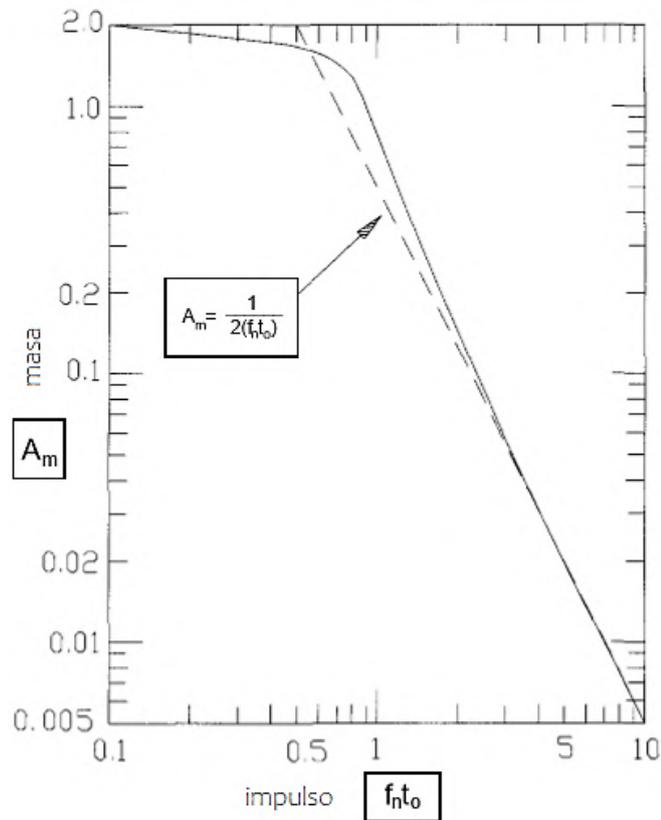


Fuente: AISC Steel Design Guide Series 11, Capítulo 6, pág. 48.

La pisadas del caminar generan movimiento y esto se debe al modo fundamental del piso, esta respuesta se la puede obtener considerando que ese modo es equivalente a un sistema de masas de un resorte o muelle , de este sistema el desplazamiento máximo de la masa (X_{max}) que es ocasionado por un pulso de fuerza y soportada por el resorte o muelle dependerá de los parámetros del pulso y de la frecuencia natural

(f_n) de la masa, lo mismo se considera en la relación desplazamiento máximo (X_{max}) con el desplazamiento semiestático (X_{static}) de la masa (A_m) como se puede observar en la figura 22.[26]

Figura 22: Desviación dinámica máxima debido al pulso de paso que se genera al caminar.



Fuente: AISC Steel Design Guide Series 11, Capítulo 6, pág. 48.

El desplazamiento de la masa (X_{static}) se genera debido a una fuerza de magnitud (F_m) aplicada estáticamente, sin embargo, un límite superior simple y conveniente para A_m que depende únicamente del producto de $f_n * t_o$ como se indica en la figura 22. Para los cálculos de diseño basta con aproximar dicha curva al límite superior mediante la siguiente ecuación: [26]

$$A_m = \frac{X_{max}}{X_{static}} = 2 \quad \text{para } f_n * t_o \leq 0.5 \text{ (Ec 37)}$$

$$A_m = \frac{X_{max}}{X_{static}} = \frac{1}{2(f_n * t_o)} \quad \text{para } f_n * t_o > 0.5 \text{ (Ec 38)}$$

La frecuencia natural fundamental del piso se puede determinar de muchas maneras una de estas es por medio del análisis de elementos finitos.

Para determinar el desplazamiento máximo de un piso debido a un impulso de pisada, se calcula el desplazamiento estático del piso debido a una carga de punto Fm en el punto de aplicación de carga [26].

$$X_{static} = Fm \Delta p \text{ (Ec 39)}$$

Donde:

Fm = fuerza de masa

Δp = desviación del piso bajo una unidad de carga concentrada.

La flexibilidad Δp en el punto de aplicación de la carga se puede obtener mediante métodos de análisis estático estándar, sumadas las técnicas de elementos finitos, asumiendo la aplicación de una fuerza puntual en el lugar de interés, calculando la desviación resultante en el punto de aplicación de la fuerza, y luego determinando la relación de la desviación a la fuerza. Al calcular esta desviación, las deformaciones locales de la losa y de la cubierta deben despreciarse, solo deben considerarse las desviaciones de las vigas. [26]

Si

$$fn > 5 \text{ Hz} \quad \therefore \frac{1}{2 (fn * to)} \text{ (Ec 40)}$$

fn = Frecuencia natural

to = Tiempo

Hz = Unidad de medida (Hertzios)

Y el máximo desplazamiento X_{max} puede calcularse mediante:

$$X_{max} = \frac{Fm * \Delta p * fo^2}{2 fn^2} \text{ (Ec 41)}$$

En donde:

$$fo = \frac{1}{to} \text{ [Hz] (Ec 42)}$$

fo = Frecuencia

Δp = desviación del piso

fn = Frecuencia natural

La aplicación del criterio de vibraciones es recomendable para tener un mejor desempeño de las estructuras al soportar equipos que ocasionan vibraciones, incluyendo las vibraciones inducidas al caminar, aplicando cargas estáticas vivas y así mayorar las cargas vivas de diseño, las siguientes tablas da valores de vibraciones para distintos equipos y para impulsos de pisadas [26].

Tabla 21: Criterios de vibración para equipos sensibles.

Equipo o uso de instalación	Velocidad de vibración	
	(μ pl/seg)	(μ m/seg)
Sistemas informáticos, quirófanos, cirugías, microscopios de mesa con aumento hasta de 100x	8,000	200
Robots de laboratorio	4,000	100
Microscopios de mesa con un aumento de hasta 400x; Óptico y otras balanzas de precisión; Máquinas de medición; Laboratorios de metrología; Comparadores ópticos; Equipo de fabricación de microelectrónica — Clase A ***	2,000	50
Microcirugía, cirugía ocular, neurocirugía; Mesa de trabajo con microscopios con un aumento superior a 400x; Equipo óptico en mesas de aislamiento; Equipo de fabricación Microelectrónica — Clase B ***	1,000	25
Microscopios electrónicos con aumento de hasta 30.000x; Microtomos; Generadores de imágenes por resonancia magnética; Equipo de fabricación de microelectrónica — Clase C ***	500	12
Microscopios electrónicos con más de 30.000x de aumento; Espectrómetros de masas; Equipo de implante celular; Equipo de fabricación de microelectrónica Clase D ***	250	6
Equipo de fabricación de microelectrónica — Clase E ***; Sistemas de investigación óptica y láser no aislados	130	3

Fuente: AISC Steel Design Guide Series 11, Capítulo 6, pág. 46.

La tabla siguiente, numero 22 está relacionada con la figura 19, en la presente tabla se muestra el ritmo de caminar de acuerdo al número de pasos/minuto que da una persona de 84 kg de peso.

Tabla 22: Valores de parámetros para impulsos de pisadas.

Ritmo de caminata Pasos/minuto	Fm/W	Fm*Kg(lb)	Fo=1/to; Hz	Uv KN*Hz (lb*Hz ²)
100 (Rápido)	1.7	1.4 (315)	5.0	110 (25000)
75 (Moderado)	1.5	1.25 (280)	2.5	25 (5500)
50 (lento)	1.3	1.1 (240)	1.4	6.8 (1500)
Para W=84 Kg (185 lb)				

Fuente: AISC Steel Design Guide Series 11, Capitulo 6, pág. 49.

El piso vibra a su frecuencia natural (fn) causado por un impulso como en este caso es la pisada, la velocidad máxima se determina mediante la ecuación [26].

$$V = 2\pi fn X_{max} \quad (\text{Ec 43})$$

Donde:

V = Velocidad

fn = Frecuencia natural

X_{max} = Desplazamiento máximo

Si:

$$\frac{fn}{fo} \gg 0.5 \quad (\text{Ec 44})$$

Entonces

$$V = \frac{Uv \Delta p}{fn} \quad (\text{Ec 45})$$

Donde

$$Uv = \pi Fm fo^2 \quad (\text{Ec 46})$$

Uv = Constante de peso y velocidad del caminante

Fm = Fuerza

fo = Frecuencia

Δp = desplazamiento del piso

Al momento de verificar los datos de la tabla número 22 se realizarán los cálculos para una persona que camina rápidamente (100 pasos/minuto), entonces:

$$Fm / W = 1.7$$

Para una persona que pesa 84 kg y considerando la gravedad de 9.81 m/s²

$$Fm = 1.7 (9.81 \text{ m/s}^2 * 84 \text{ kg})$$

$$Fm = 1400 \text{ N}$$

Si la frecuencia $f_0 = 1/t_0$

$$f_0 = 5 \text{ Hz}$$

Entonces la velocidad del piso

$$Uv = \pi Fm f_0^2$$

$$Uv = \pi * 1400 \text{ N} * (5 \text{ Hz})^2$$

$$Uv = 110 \text{ KN Hz}^2$$

Se ha determinado que la velocidad esperada en un piso, está relacionada directamente con la velocidad con la que caminan las personas como se observa en la tabla número 22, lo que quiere decir que para una persona que camina moderadamente (75 pasos/minuto) es aproximadamente el 25% en comparación con un caminante rápido (100 pasos/minuto) y para un caminante lento (50 pasos/minuto) es aproximadamente el 7% en comparación con un caminante rápido, se debe tener en cuenta que se cumpla [26].

$$\frac{\Delta p}{fn} \leq \frac{V}{Uv} \quad (\text{Ec 47})$$

Debido a que la frecuencia natural de un piso es inversamente proporcional a la raíz cuadrada de la desviación del piso Δp , por una unidad de carga, de la ecuación anterior la velocidad V es proporcional a $\Delta p^{3/2}$, esta proporcionalidad es útil ya que permite evaluar cambios menores de diseño, como el cambio de rigidez o flexibilidad bastante significativos, se puede lograr solo con cambios pequeños en el sistema

estructural, ya que de la rigidez de la estructura dependerá la frecuencia, lo que permite estimar cuanto debe cambiar la flexibilidad o la rigidez de un piso para cumplir criterios de velocidad. [26].

Si la flexibilidad inicial Δp_1 resulta en una velocidad V_1 , entonces la flexibilidad Δp_2 dará como resultado una velocidad V_2 , esto se lo puede determinar mediante [26]:

$$\frac{\Delta p_1}{\Delta p_2} \approx (V_1/V_2)^{2/3} \quad (\text{Ec 48})$$

Esta ecuación nos ayudara a conocer si la flexibilidad del piso debe ser cambiada o no por un factor.

1.1.3.31 Necesidad de Intervención de la Edificación

La Evaluación cualitativa de la edificación es útil para la toma de decisiones en función de intervención de la misma, dichas decisiones pueden ser de diferente posición que van desde no tomar ninguna acción, realizar mínimas modificaciones, reajustar la edificación o inclusive la demolición.

Estas decisiones están dirigidas con el fin de disminuir la vulnerabilidad estructural o no estructural de la edificación, dependiendo de los requerimientos del desempeño esperado, esto es muy importante realizarlo antes de la ocurrencia del sismo para reducir o prevenir daños y consecuencias que pueden afectar a la población [15].

1.1.3.31.1 Intervención Estructural

Desde la perspectiva de la ingeniería estructural, la adecuación estructural o más conocida como Reforzamiento Estructural, consiste en modificar las características de la estructura como son la resistencia, rigidez, capacidad de disipación de energía. etc.) que mejore el desempeño sísmico de la misma sin alejarse del ámbito arquitectónico que posee el edificio en estudio.

En la práctica estos reforzamientos se implementan mediante la inserción de elementos adicionales como lo pueden ser muros de corte, contrafuertes, cruces de San Andrés, Reforzamiento de columnas y vigas, incorporación de elementos de confinamiento, reducción de la masa por remoción o remoción de componentes pesados o mal ubicados [15].

Figura 23: Refuerzo con muros de corte de una edificación.

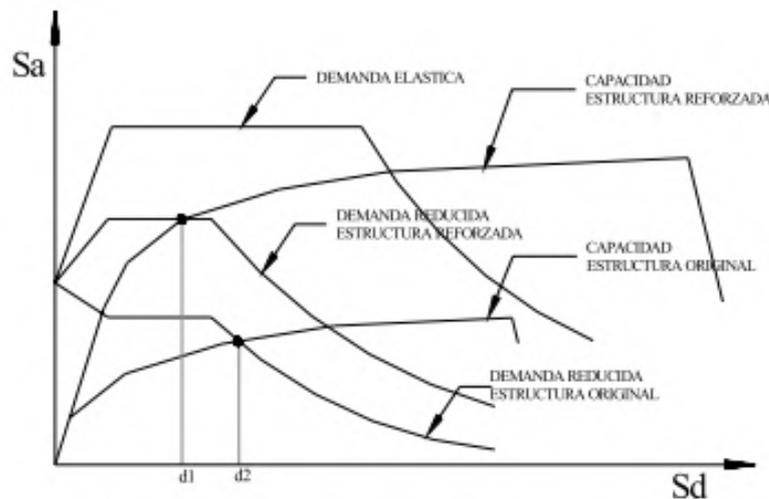


Fuente: Revista de Ingeniería Civil.

1.1.3.31.2 Reforzamiento y rigidización del sistema estructural

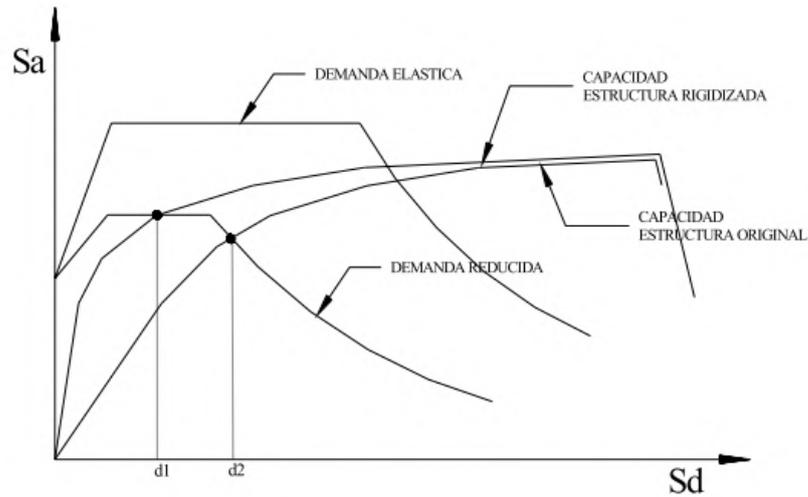
Son las técnicas generalmente más utilizadas para intervenir en las construcciones que no poseen un sistema inadecuado para resistir cargas laterales y están orientadas a incrementar la capacidad resistente o la rigidez lateral. En los siguientes gráficos podemos observar el efecto que causa la intervención en la capacidad de la estructura ya sea con la introducción de muros o pórticos adicionales o a su vez interviniendo los elementos existentes [15].

Figura 24: Efecto del reforzamiento estructural en la capacidad de la estructura.



Fuente: Jorge Yépez *Desempeño sísmico de edificaciones Esenciales*, capítulo 6, pág. 83.

Figura 25: Efecto del reforzamiento estructural en la rigidez de la estructura.

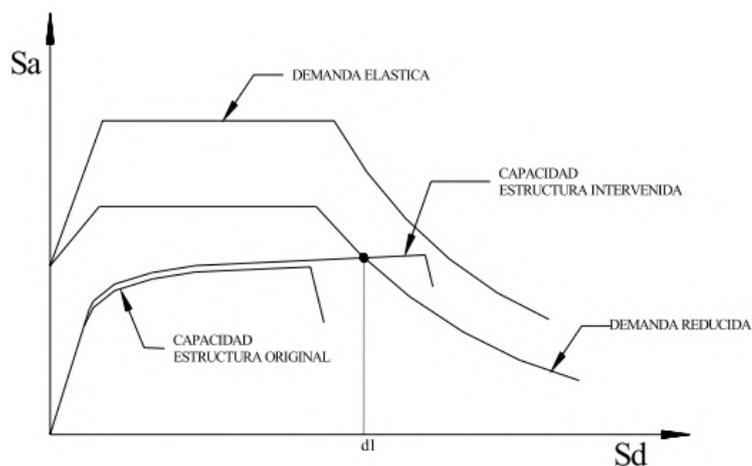


Fuente: Jorge Yépez *Desempeño sísmico de edificaciones Esenciales*, capítulo 6, pág. 83.

1.1.3.1.3 Incremento de la capacidad de deformación de la estructura

Consiste en aumentar la capacidad de deformación de los elementos estructurales y así incrementar la deformación en conjunto de la estructura, esto se logra analizando el confinamiento de los elementos poco dúctiles, incrementar la resistencia, reducir la rigidez localmente o poner soportes adicionales. La siguiente figura muestra el esquema del efecto que logra dicha intervención [15].

Figura 26: Efecto del reforzamiento estructural en la ductilidad de la estructura.



Fuente: Jorge Yépez *Desempeño sísmico de edificaciones Esenciales*, capítulo 6, pág. 83.

Estas correcciones están orientadas a salvaguardar la estructura y reducir su vulnerabilidad mas no a reducir la vulnerabilidad no estructural menos la funcional que son de igual importancia al momento de intervenir una estructura.

1.1.3.31.4 Intervención no estructural

Se basa en la implementación de todas aquellas correcciones sobre los elementos y componentes no estructurales que se necesita para un buen desempeño ante un sismo. La intervención estructural generalmente repercute sobre los elementos no estructurales (sobre todo los arquitectónicos) que deben ser readecuados con las medidas apropiadas que ayuden a reducir su vulnerabilidad, evitando que sufran mucho daño o que su fallo pueda atentar con la seguridad de los ocupantes, los bienes o funcionalidad de instalaciones. Estas medidas pueden ser la remoción o reubicación de elementos peligrosos, sustitución de elementos que representen alto peligro, fijación de elementos, etc. [15].

1.1.3.31.5 Intervención funcional

Son las medidas que garantizan el mantenimiento de las condiciones idóneas de funcionalidad de la edificación ante una posible crisis sísmica. La intervención funciona debe estar perfilada a identificar las deficiencias funcionales de las instalaciones en casos de emergencia y realizar las refacciones necesarias. Estas pueden ser señalización de servicios, rutas de evacuación y escape, equipos de emergencia, existencia de un plan piloto de emergencia, practica de simulacros ante un posible sismo, información de las acciones a tomar, equipamiento para primeros auxilios, sistema de alarma, entre otros [15].

1.1.4 HIPÓTESIS

El edificio de La Facultad de Ciencias Agropecuarias bloque 1 de la Universidad Técnica de Ambato, Campus Querochada podría presentar diferentes grados de vulnerabilidad ante distintos tipos de evaluación, cumplirá con el nivel de desempeño sísmico establecido por las normativas y la posible propuesta de reforzamiento permitirá que la estructura mejore el comportamiento estructural y cumplir con la normativa vigente NEC 15.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo General

Determinar el desempeño sísmico del edificio de la facultad de Ciencias Agronómicas bloque 1 mediante la medición de vibraciones.

1.2.2 Objetivos específicos

- ❖ Analizar el grado de vulnerabilidad sísmica mediante un análisis cualitativo utilizando la metodología de inspección visual rápida del FEMA 154 y NEC 15.
- ❖ Determinar el grado de vulnerabilidad sísmica de la edificación mediante un análisis estático no lineal.
- ❖ Plantear en base a los resultados obtenidos una posible alternativa de refuerzo de ser necesario para que la estructura cumpla los parámetros establecidos en la NEC 15.

CAPITULO II

METODOLOGIA

2.1 Materiales y equipos

Materiales

- ❖ Equipo de oficina.
- ❖ Materiales de oficina (hojas de papel, lápiz esfero, calculadora, etc.).

Equipos

❖ ETABS

Es un software innovador y revolucionario para el análisis estructural y el diseño de edificios, producto de 40 años de investigación y desarrollo, en este programa podemos realizar el modelado y visualización de objetos 3D, así como posee alta capacidad de análisis lineal y no lineal, se puede dimensionar diferentes secciones, definir varios materiales, etc. También genera informes de resultados y diseños de fácil comprensión muy intuitivos y de fácil lectura [27].

Tabla 23: Especificaciones técnicas Etabs.

Detalles del producto	
Nombre	Etabs Ultimate 2016 - Network (Academic 10 User)
Cantidad	2
Duración de la licencia	1 Año
Detalles de Activación	
Contraseña de activación	7b8217ce-61b74823-a9d4-b8c86c9f2707
Usuario ID	6863
Nombre del Usuario	Universida Técnica de Ambato

Fuente: Computers and Structures.

❖ Martillo Esclerométrico.

Tabla 24: Especificaciones técnicas 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: William Campos N.

Es un equipo que permite realizar pruebas para la estimación no destructiva de las propiedades de resistencias del concreto, asfalto, mortero, roca [9].

2.2 Métodos

2.2.1 Plan de recolección de datos

Para la evaluación de la edificación se recolecto la suficiente información de las características como se describe a continuación.

- ❖ Obtener los planos arquitectónicos del edificio de la facultad de Ciencias Agropecuarias bloque 1, campus Querochaca de la Universidad Técnica de Ambato.
- ❖ Realizar la inspección en campo en la cual comprobamos medidas y dimensiones de elementos estructurales.
- ❖ Realizar el ensayo esclerométrico para conocer la resistencia a la compresión del hormigón de los elementos estructurales accesibles.
- ❖ Realizar el ensayo SPT para determinar las propiedades mecánicas del suelo donde se encuentra emplazada la estructura.
- ❖ Determinar la armadura de los elementos estructurales por criterios de cuantías mínimas de acero según la NEC 15.
- ❖ Cuantificar cargas gravitacionales de acuerdo a los planos y la inspección realizada.
- ❖ Determinar valores para configuración estructural según la NEC-2015.
- ❖ Cuantificar cargas sísmicas según la NEC 15.
- ❖ Definir los parámetros de modelación que se ingresaran en el software ETABS.

2.2.2 Plan de procesamiento y análisis

El plan de procesamiento de datos para la investigación se ha dispuesto de la siguiente manera:

- ❖ Identificar de manera visual las características propias de la estructura y llenar los formularios FEMA 154 Y NEC 15.
- ❖ Determinar el grado de vulnerabilidad de la estructura de manera cualitativa aplicando la metodología FEMA 154 Y NEC 15.
- ❖ Modelar el edificio en el software ETBAS de acuerdo a los parámetros establecidos y datos recolectados de la edificación.

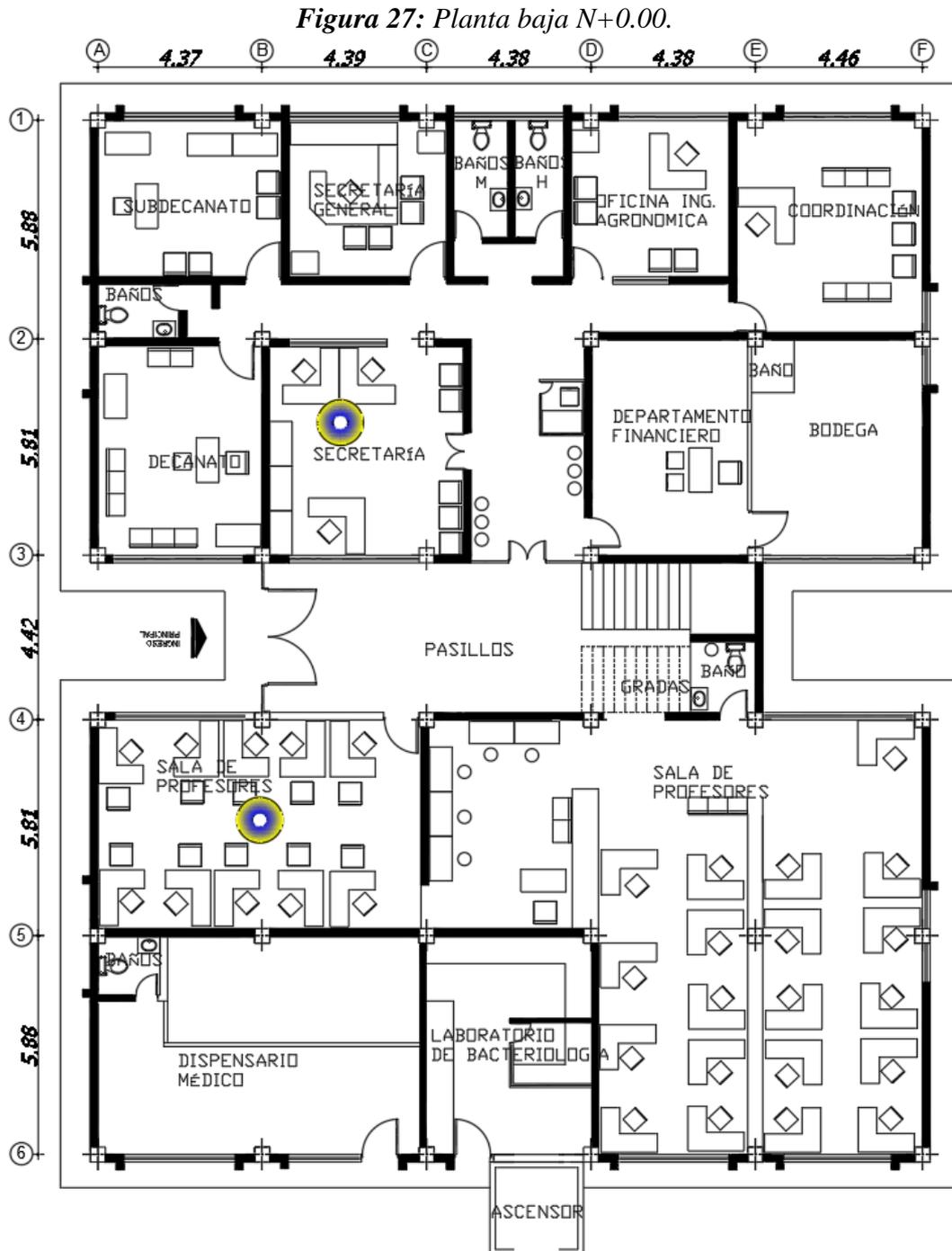
- ❖ Determinar el cumplimiento de la estructura a los parámetros del análisis espectral modal según la NEC 15, de no ser así plantear una posible solución para su cumplimiento.
- ❖ Realizar el análisis estático no lineal mediante la metodología PUSH OVER.
- ❖ Determinar la curva capacidad y el espectro de capacidad de la estructura mediante un análisis estático no lineal con el software.
- ❖ Obtener el punto de desempeño
- ❖ Determinar el grado de vulnerabilidad sísmica cuantitativo de acuerdo al análisis estático no lineal.

2.2.3 Recolección de datos

2.2.3.1 Planos de la edificación

❖ Planos arquitectónicos

El edificio en estudio tiene la siguiente distribución como se muestra en la siguiente figura.



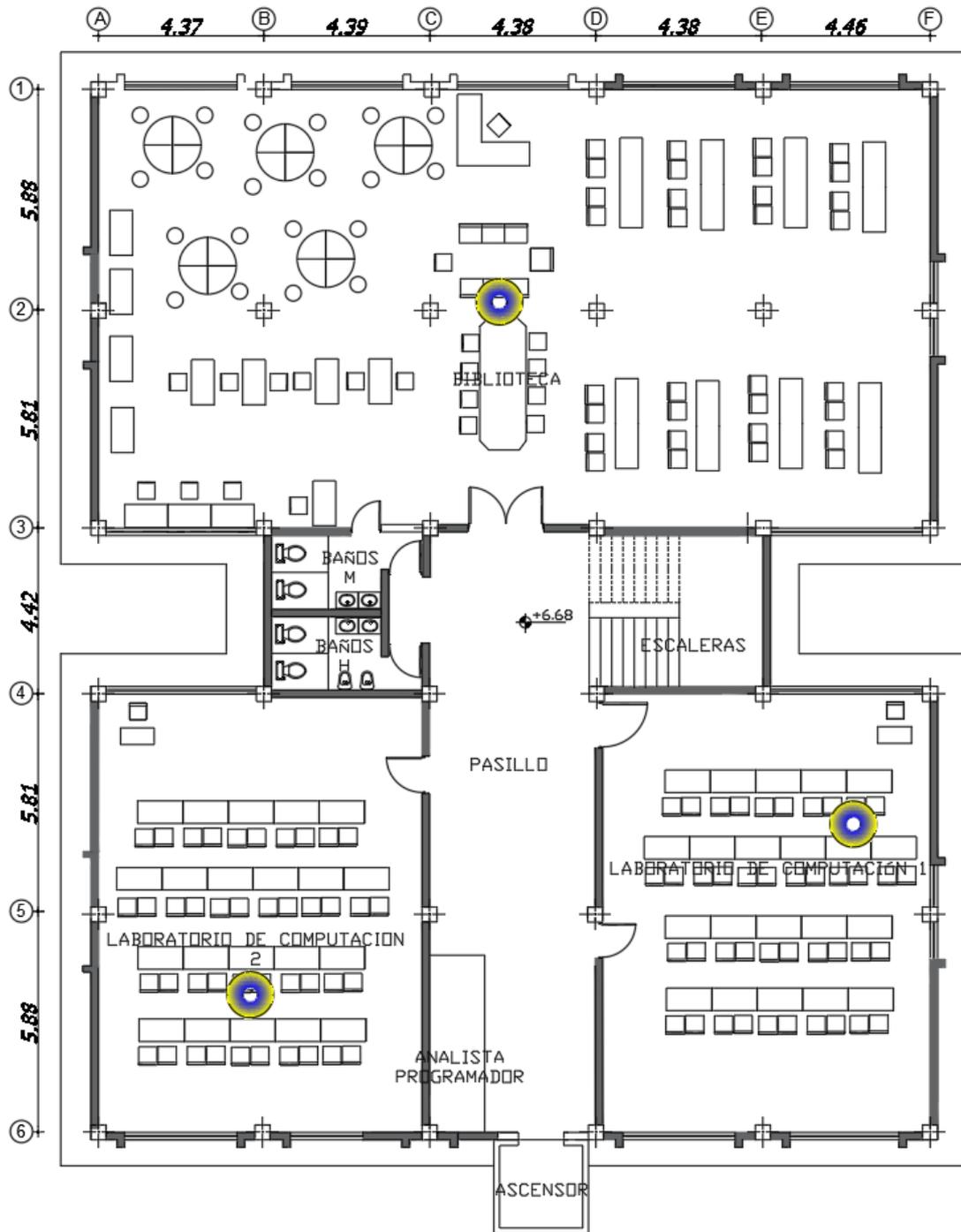
Fuente: Departamento de infraestructura UTA, DIRINF.

Figura 28: Primer piso N+3.24.



Fuente: Departamento de infraestructura UTA, DIRINF.

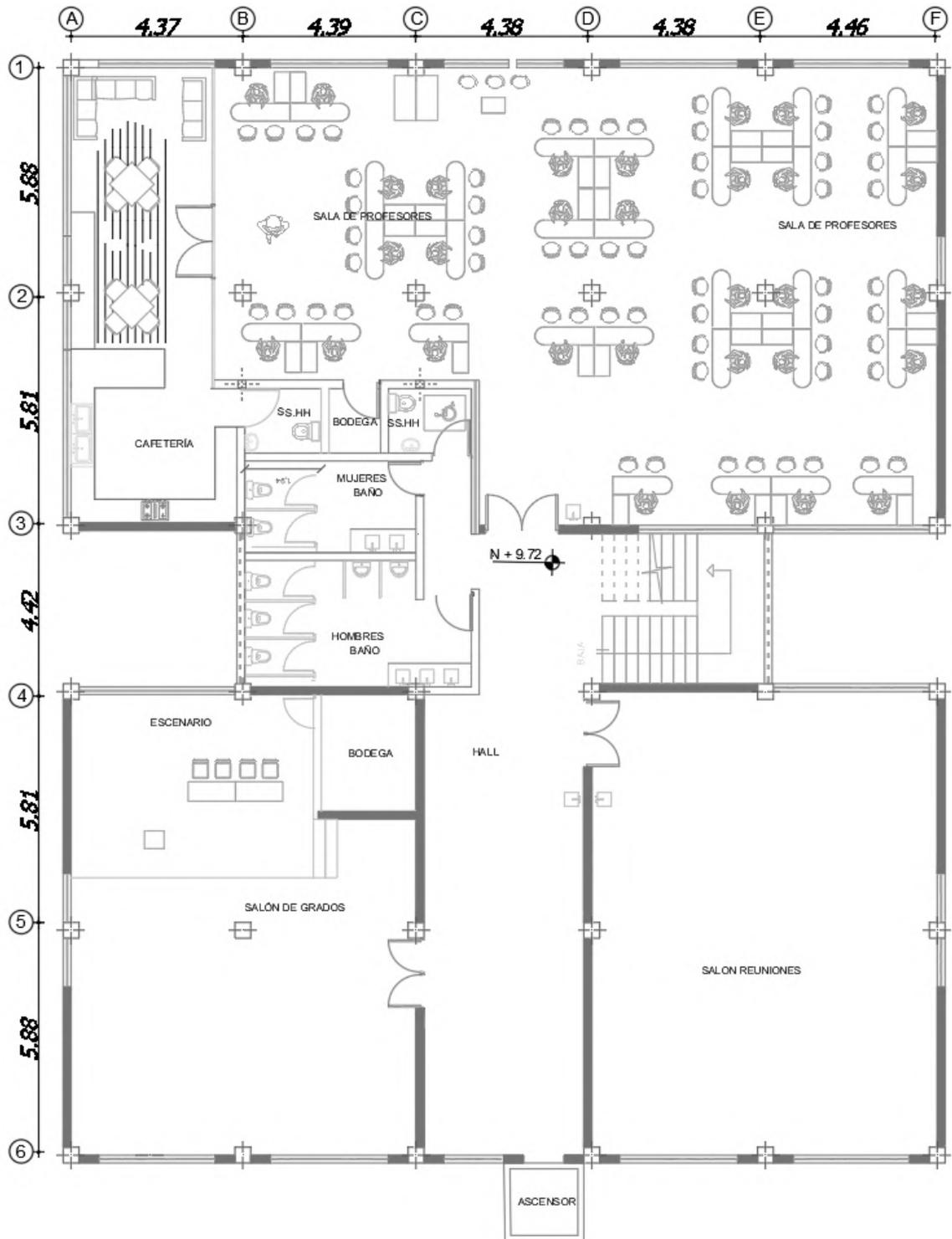
Figura 29: Segundo Piso N+ 6.48.



Fuente: Departamento de infraestructura UTA, DIRINF.

En el presente trabajo por sugerencia de las autoridades universitarias a la estructura se la considera con un nivel adicional puesto que tienen planeado agregar áreas complementarias que brinden una mejor prestación a la comunidad universitaria.

Figura 30: Tercer piso N+ 9.72.



Fuente: Departamento de infraestructura UTA, DIRINF.

2.2.3.2 Población

La evaluación del grado de vulnerabilidad sísmica, así como también los ensayos correspondientes se los realizara en el edificio Bloque 1 de la Facultad de Ciencias Agropecuarias campus Querochaca de la Universidad Técnica de Ambato, Ubicada en la vía a Cevallos.

Figura 31: Ubicación de la Estructura objeto de estudio.



Fuente: Google Earth Pro.

En la siguiente tabla se muestra las coordenadas espaciales que georreferencia un punto definido donde se encuentra el edificio sujeto a la investigación

Tabla 25: Coordenadas de la Estructura Objeto de estudio.

PUNTO	COORDENADAS (WGS 84 ZONA 17 S)	
	ESTE	NORTE
1	766316.9	9848576.97

Fuente: Google Earth Pro.

2.2.3.3 Características de la estructura y configuración estructural

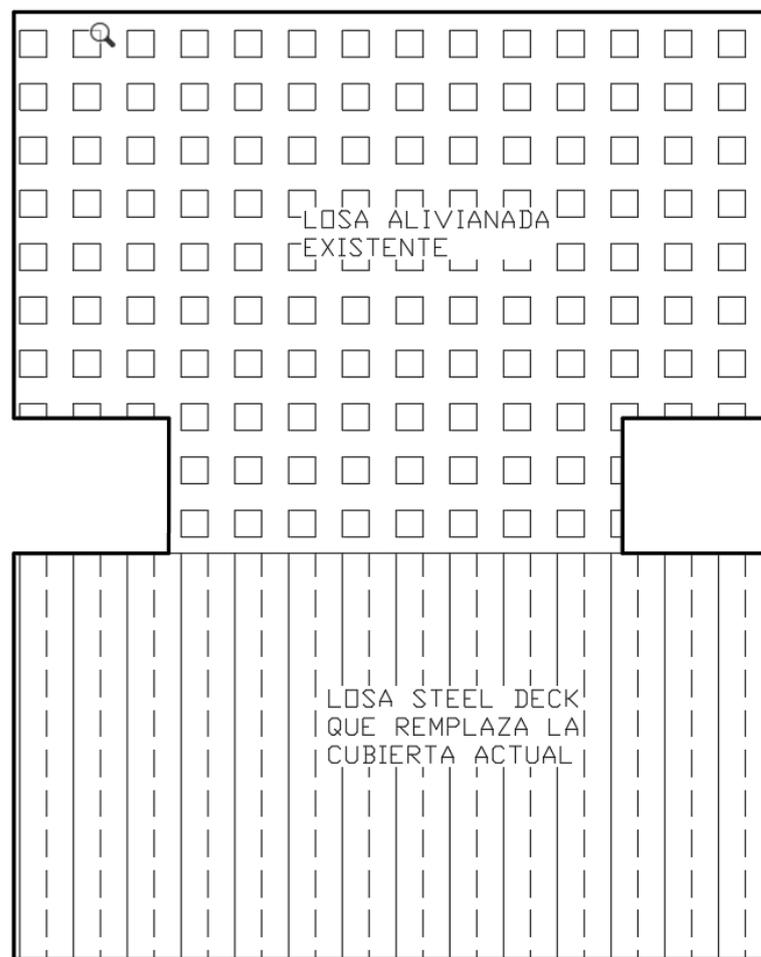
El edificio Bloque 1 de la facultad de Ciencias Agropecuarias de la universidad Técnica de Ambato a la fecha tiene un área de construcción de 1723.58m² compuesto por 3 niveles, presenta un sistema estructural de concreto armado conformado de pórticos especiales sismos resistentes de hormigón armado con vigas descolgadas.

A las tres plantas que conforman la estructura actual será añadirá una planta en estructura metálica que está concebida como propuesta por las autoridades

universitarias para una futura ampliación de la edificación, lo cual dan una altura total de 12.96m.

La losa de entrepiso correspondiente al nivel N+9.72 que representa la tercera planta que para el presente trabajo se propone conservar la losa alivianada existente de 25cm de espesor que abarca la mitad de la superficie y colocar una losa colaborante tipo Steel Deck en la parte donde actualmente es una cubierta metálica, para concebir el requerimiento de la ampliación propuesta por las autoridades, como se observa en la siguiente figura.

Figura 32: Losa propuesta de entrepiso Nivel +9.72.



Fuente: William Campos N.

2.2.3.4 Ensayo Esclerométrico

El ensayo no destructivo que permite determinar la uniformidad, delinear las variaciones del hormigón y mide la resistencia a compresión del hormigón ($f'c$) es la determinación del número de rebote con el martillo Esclerométrico.

Para aplicar este ensayo el Servicio Ecuatoriano de Normalización (INEN), delimita ciertos parámetros para la selección de la zona o elementos que van hacer ensayados que están establecidos en la norma NTE INEN 3121 [28].

- ❖ Los elementos deben tener un espesor mínimo de 100mm y estar fijos dentro de una estructura.
- ❖ La superficie del elemento debe ser de por lo menos 150mm de diámetro, lugar de ensayo debe estar lisa y seca.
- ❖ Así como también nos da a conocer ciertos lineamientos al momento de realizar el ensayo, los cuales son:
 - ❖ El esclerómetro debe estar perpendicular a la superficie de ensayo.
 - ❖ Los puntos de ensayo deben estar distanciados 25 mm uno del otro.
 - ❖ No realizar el ensayo directamente sobre barras de refuerzo con un recubrimiento menor a 20mm
 - ❖ Se debe realizar un total de 10 repeticiones por punto ensayado.
 - ❖ De los valores obtenidos solo se hace validos los que tengan una diferencia de más o menos 6 unidades de una media establecida.
 - ❖ Si existen más de 2 lecturas que varían en más de 6 unidades hay que descartar todo el conjunto de lecturas

En la siguiente tabla se muestra los datos obtenidos de una viga ubicada en el nivel N +9.72.

Tabla 26: Conjunto de Datos del Ensayo Esclerométrico.

PUNTO	
# Golpe	Q (Índice de rebote)
1	44
2	44
3	42
4	40.5
5	42.5
6	40
7	41.5
8	41.5
9	40
10	44.5
Media Q	42.5
Resistencia $f'c$	281 Kg/cm²

Fuente: William Campos N.

Para corroborar si los datos obtenidos son válidos para la muestra se determina la media de los 10 golpes, el máximo y el mínimo valor de los mismos, se determina el error entre estos valores, si las dos son mayores a 6 unidades la muestra tomada no es válida [28].

$$Q \text{ media} = \frac{\sum_{i=1}^n (\# \text{ golpes } i)}{n} \quad (\text{Ec 49})$$

$$Q \text{ media} = \frac{44 + 44 + 42 + 40.5 + 42.5 + 40 + 41.5 + 41.5 + 40 + 44.5}{10}$$

$$Q \text{ media} = 42.05$$

Cálculo de error

$$E+ = V_{\max} - Q_{\text{media}} \quad (\text{Ec 50})$$

Valor máximo = 44.5

$$E+ = 44.5 - 42.05 = 2.45$$

Valor mínimo = 40

$$E- = V_{\min} - Q_{\text{media}}$$

$$E- = 40 - 42.05 = 2.05$$

Realizado el cálculo del error se puede observar que la variación por encima de la media (E+) es menor a 6 unidades, así como también el error por debajo de la media (E-), por tal motivo el conjunto de datos es válido como consecuencia la resistencia a compresión para este punto también [28].

Tomando en cuenta todas las recomendaciones que realiza la norma NTE INEN 3121 para realizar el ensayo y el cálculo del error, logramos tomar un total de 10 muestras válidas para determinar la resistencia media a compresión del hormigón ($f'c$).

Tabla 27: Resistencia a la compresión del hormigón en los puntos ensayados válidos

RESULTADOS		
PUNTO	NIVEL	$f'c$ Kg/cm ²
1	+9.72	281
2	+9.72	547
3	+9.72	465
4	+9.72	435
5	+9.72	454
6	+9.72	210
7	+9.72	263
8	+6.48	200.5
9	+9.72	155
10	+9.72	216

Fuente: William Campos N.

Para obtener la resistencia a la compresión del conjunto de datos de la tabla número 25, se empleó el método de la media aritmética como proceso estadístico para obtener el valor de $f'c$.

$$f'c = \frac{281 + 547 + 465 + 435 + 454 + 210 + 263 + 200.5 + 155 + 216}{10}$$

$$f'c = 322.65 \text{ Kg/cm}^2$$

Debido a la variación inconsistente en el valor de las muestras obtenidas se optó por emplear el valor mínimo de la resistencia a compresión del hormigón $f'c$ para elementos estructurales que es 210 Kg/cm² que sería la opción más desfavorable y según la NEC SE HM en su sección 3.3.1, que es el punto de partida mínimo para hormigón normal [29].

2.2.3.5 Ensayo de penetración estándar SPT

Este método generalmente conocido como Ensayo de Penetración Normal (Standard Penetration Test - SPT), es utilizado para penetrar un muestreador de tubo partido con el fin de identificar el perfil de suelo del lugar de emplazamiento de la estructura [30].

Los lineamientos dispuestos por la NEC (Norma ecuatoriana de la construcción), para definir el tipo de perfil de suelo son los siguientes [8].

- ❖ La velocidad media de onda de corte (V_{s30} m/s).
- ❖ El número medio de golpes del ensayo de penetración estándar (SPT).
- ❖ El índice de plasticidad (IP).
- ❖ El contenido de agua w (%).

Se realizó perforaciones en un área cercana al edificio donde se puede instalar el equipo. Debido a que no se pudo realizar el estudio completamente por limitaciones de tiempo generados por la emergencia sanitaria, complicando parcialmente el uso de los equipos en la Universidad. El tipo de suelo se determinó en base a la velocidad de onda de corte y el número de golpes del ensayo SPT.

Tabla 28: Ensayo de penetración Estándar.

POZO 1						
Cotas (m)	Profundidad (cm)	N° Golpes SPT (Parcial)	N° Golpes SPT (30cm)	N° Golpes SPT Final	Longitud Muestra (cm)	
-0.55	55	Limpieza	13	19	17	
-0.7	15	9				
-0.85	15	10				
-1	15	9				
-1.2	20	Limpieza	16	23	19.5	
-1.5	15					
-1.7	20					11
-1.85	15					12
-2	15	11	24	32	41	
-2.2	20	14				
-2.35	15	17				
-2.5	15	15	35	42	34	
-2.7	20	20				
-2.85	15	19				
-3	15	23				

Fuente: William Campos N.

Tabla 29: Clasificación de suelos SUCS.

Divisiones mayores	Símbolo del grupo	Nombre de grupo			
Suelos granulares grueso Más del 50% retenido en el matiz n° 200(0.075)	Grava > 50% de la fracción gruesa retenida en el tamiz n°4 (4.75)	Grava limpia menos del 5% pasa el tamiz n°200	GW	Grava bien gradada, grava fina a gruesa	
			GP	Grava pobremente gradada	
		Grava con más 12% de finos pasantes del tamiz n° 200	GM	Grava limosa	
			GC	Grava arcillosa	
	Arena ≥ 50% de fracción gruesa que pasa el tamiz n°4	Arena limpia	SW	Arena bien gradada, arena fina a gruesa	
			SP	Arena pobremente gradada	
		Arena con más de 12% de finos pasantes del tamiz n° 200	SM	Arena limosa	
			SC	Arena arcillosa	
	Suelos de grano fino Más del 50% pasa el tamiz n°200	Limos y arcillas Límite líquido < 50	Inorgánico	ML	Limo
				CL	Arcilla
Limo y arcilla Límite líquido ≥ 50		Orgánico	OL	Limo orgánico, arcilla orgánica	
			Inorgánico	MH	Limo de alta plasticidad , limo elástico
		CH		Arcilla de alta plasticidad	
		Orgánico	OH	Arcilla orgánica, limo orgánico	
		Suelos altamente orgánicos			PT

Fuente: Omar Guamán, *Estudio de la correlación del CBR con respecto al ensayo penetrómetro cónico estático en diferentes tipos de suelos. Anexos, pág. 59.*

2.2.3.6 Clasificación de suelos

En base a las muestras obtenidas al realizar el ensayo SPT, se clasifica al suelo en base a lo proporcionado por la SUCS [31], (Sistema Unificado de clasificación de Suelos) de la tabla 29. El ensayo granulométrico dictaminara la caracterización primaria del suelo, como vemos en las siguientes tablas [22].

Tabla 30: Ensayo de Granulometría muestra 1.

GRANULOMETRÍA (-1.00 m)			
TAMIZ	Peso Retenido acumulado	% Retenido	% Pasa
#4	0	0	100
#10	0	0	100
#40	26	8	92
#200	258	72	29
FUENTE	116	29	
TOTAL	400		

Fuente: William Campos N.

Tabla 31: Ensayo de Granulometría muestra 2.

GRANULOMETRÍA (-2.00 m)			
TAMIZ	Peso Retenido acumulado	% Retenido	% Pasa
#4	0	0	100
#10	7	2	98
#40	68	15	83
#200	225	65	41
FUENTE	130	41	
TOTAL	430		

Fuente: William Campos N.

Tabla 32: Ensayo de Granulometría muestra 3.

GRANULOMETRÍA (-2.50 m)			
TAMIZ	Peso Retenido acumulado	% Retenido	% Pasa
#4	0	0	100
#10	25	7	93
#40	73	23	70
#200	130	63	43
FUENTE	210	43	
TOTAL	438		

Fuente: William Campos N.

Tabla 33: Ensayo de Granulometría muestra 4.

GRANULOMETRÍA (-3.00 m)			
TAMIZ	Peso Retenido acumulado	% Retenido	% Pasa
#4	0	0	100
#10	13	4	96
#40	94	27	69
#200	220	52	38
FUENTE	134	38	
TOTAL	461		

Fuente: William Campos N.

Como se muestra en las anteriores tablas de la granulometría y de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), determinamos que por cada metro calculado más del 50% del material es retenida en la malla número 200 (0.075mm) y en base a eso es un suelo de grano grueso. Así como también más del 50% del material pasa el tamiz numero 4 (4.76mm). por lo tanto la muestra de suelo que recogimos es un SM (Arena limosa: mezcla de arena, graba y limo) [22].

2.2.3.7 Velocidad de onda de corte

La velocidad de onda de corte la determinamos con la correlación en función al número de golpes del ensayo SPT, lo cual está permitido dentro de la clasificación de suelos de la NEC 15 [8]. La correlación utilizada será la de Kirar et al 2016 ya que tiene un correcto ajuste que presenta con respecto al número de golpes del ensayo SPT y la velocidad de onda de corte que sugiere la NEC 15 [22], [32].

Para Todo tipo de suelo según Kirar et al 2016:

$$V_s = 99.5 * N^{0.345}(m/s) \text{ (Ec 51)}$$

Para el suelo arenoso según Kirar et al 2016:

$$V_s = 100.3 * N^{0.338}(m/s) \text{ (Ec 52)}$$

Para el suelo arcilloso según Kirar et al 2016:

$$V_s = 94.4 * N^{0.379}(m/s) \text{ (Ec 53)}$$

Donde:

Vs: Velocidad de onda de corte

N: Numero de golpes

Para el cálculo de la velocidad utilizaremos la ecuación 50 que corresponde al tipo de suelo arenoso que determinamos anteriormente.

Tabla 34: Velocidad de onda de corte.

COTA (m)	N° GOLPES (30cm)	Vs m/s	Vs (m/s) PROMEDIO
-1.00	13	238.68	280.49
-2.00	16	256.04	
-2.50	24	293.64	
-3.00	35	333.58	

Fuente: William Campos N.

De acuerdo a la NEC 15 con estos resultados que obtuvimos en base al número de golpes se encuentra en el intervalo de $50 > N \geq 15$ y la velocidad de onda de corte entre el rango de $360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$, el suelo donde se encuentra emplazada la estructura se lo clasifica como un suelo D [8].

Tabla 35: Tipo de suelo según la NEC 15.

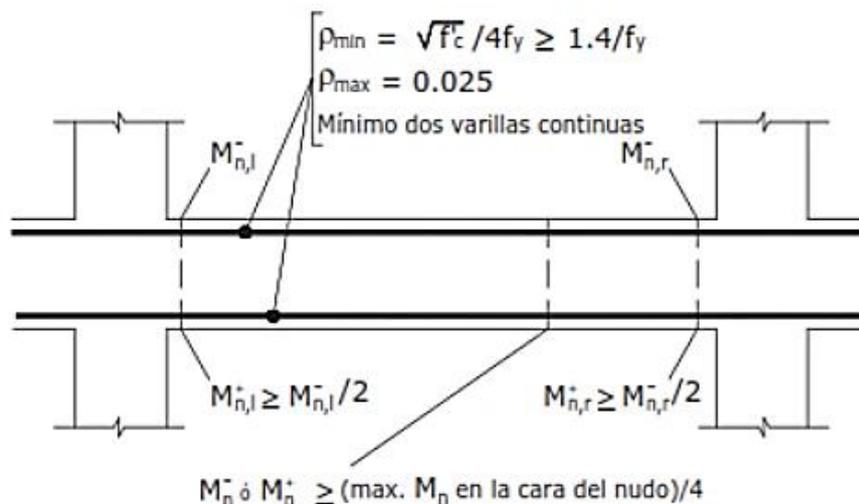
COTA (m)	N° GOLPES (30cm)	Vs m/s	Tipo de Perfil
-1.00	13	238.68	D
-2.00	16	256.04	D
-2.50	24	293.64	D
-3.00	35	333.58	D

Fuente: William Campos N.

2.2.3.8 Acero de refuerzo de elementos Estructurales

Para realizar el análisis estático no lineal es importante conocer la cantidad de acero con la cual se encuentra armado cada elemento estructural, debido a la dificultad de realizar ensayos para determinar la cantidad de acero ya sea por los acabados o por otros factores y tampoco se obtuvo los planos estructurales del edificio así que se optó por trabajar con el mínimo en cada elemento estructural en base a las consideraciones de la NEC SE HM.

Figura 33: Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos a flexión.



Fuente: Estructuras de hormigón armado, NEC-SE-HM, pág. 46.

Donde:

ρ_{min} : Cuantía del refuerzo mínimo.

ρ_{max} : Cuantía del refuerzo máximo.

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del Hormigón.

Empleamos la formula establecida en la NEC SE HM en la sección 4.2.5 para toda sección de un elemento a flexión que necesita acero a tracción [29].

$$A_{smin} = \frac{14}{f_y} * bw * d \quad (\text{Ec 54})$$

Donde:

A_{smin} : Área mínima de refuerzo de flexión (cm²).

bw : Ancho del alma o diámetro de la sección circular (cm).

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción (cm).

f_y : Resistencia específica a la fluencia del refuerzo (Kg/cm²).

$f'c$: Resistencia especificada a la compresión del Hormigón (Kg/cm²).

La sección de viga tipo que se verifico en los planos y corroboro en sitio es de 35cmX35cm

$$d = h - r + \emptyset \text{Estribo} + 1/2 \emptyset \text{Long} \quad (\text{Ec } 55)$$

$$d = 35\text{cm} - (2.5\text{cm} + 1.0\text{cm} + 1.4/2\text{cm})$$

$$d = 30.8 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = \frac{14}{4200 \text{ Kg/cm}^2} * 35 * 30.8$$

$$A_{smin} = 3.59 \text{ cm}^2$$

El valor del área de acero se estableció para diámetros de varillas comerciales por lo que se plantea 3Ø 14mm en la parte inferior de la viga ya que en la figura 33 que establece la NEC 15 se observa que debe ser por lo menos el 50 % del acero superior de la viga, por lo que para la parte superior se plantea 5 Ø 14mm y se chequea con las siguientes fórmulas de cuantía mínima, máxima, balanceada y real.

$$\rho_{max} = 0.5 \rho_b \quad (\text{Ec } 56)$$

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \left(\frac{f'c}{f_y}\right) * \left(\frac{6300}{6300 + f_y}\right) \quad (\text{Ec } 57)$$

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \left(\frac{210}{4200}\right) * \left(\frac{6300}{6300 + 4200}\right)$$

$$\rho_b = 0.0217$$

$$\rho_{max} = 0.0108 = 1.08\%$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} \quad (\text{Ec } 58)$$

$$\rho = \frac{7.7 \text{ cm}^2}{35 \text{ cm} * 30.8 \text{ cm}} = 0.007 = 0.71\%$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} \quad (\text{Ec } 59)$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{4200 \text{ kg/cm}^2}$$

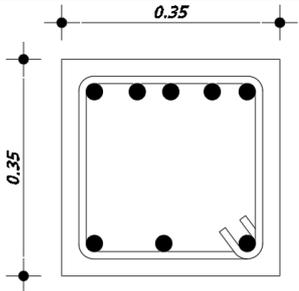
$$\rho = 0.0033 = 0.33\%$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$0.33\% < 0.71\% < 1.08\% \quad \text{CUMPLE}$$

En la siguiente tabla se muestra el cuadro de vigas con su respectivo armado en los extremos superior e inferior.

Tabla 36: Cantidad de acero de refuerzo en vigas.

VIGAS				
Dimensiones	Cantidad de acero al inicio (i)	Cantidad de acero al final (j)	Recubrimiento (cm)	Nombre del elemento
 <p>E Ø 10mm@20cm</p>	Superior 5 Ø 14mm As=7.7 cm ²	Superior 5 Ø 14mm As= 7.7 cm ²	2.5	VIGA 35X35
	Inferior 3 Ø 14mm As=4.62 cm ²	Inferior 3 Ø 14mm As=4.62 cm ²	2.5	

Fuente: William Campos N.

Para las columnas se logró evidenciar las barras longitudinales ($8\phi 16mm$), en el último nivel ya que se tuvo acceso por el cielo falso.

La NEC-SE-HM en su sección 4.3.3 detalla en cumplimiento de la cuantía máxima del refuerzo longitudinal en columnas con la siguiente expresión [29].

$$0.01 < \frac{P_g}{A_g} < 0.03 \quad (\text{Ec } 60)$$

Donde:

P_g : Área de refuerzo longitudinal

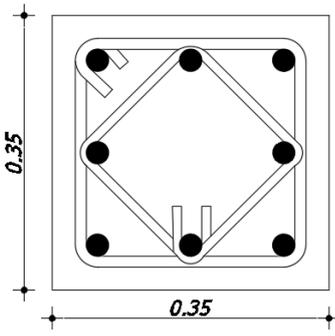
A_g : Área bruta de la sección

$$P_g = 8 * 2.01 \text{ cm}^2 = 16.08 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 35 \text{ cm} * 35 \text{ cm} = 1225 \text{ cm}^2$$

$$1\% < 1.3\% < 3\% \text{ CUMPLE}$$

Tabla 37: Cantidad de acero de refuerzo en columnas.

COLUMNAS			
Esquema	Cantidad de Acero	Recubrimiento (cm)	Nombre del elemento
	<p>Acero longitudinal: 8ø 16mm Acero Transversal: 4 Ramales ø10mm @ 10cm @ 20cm</p>	2.5	COLUMNA 35X35

Fuente: William Campos N.

2.2.3.9 Cargas

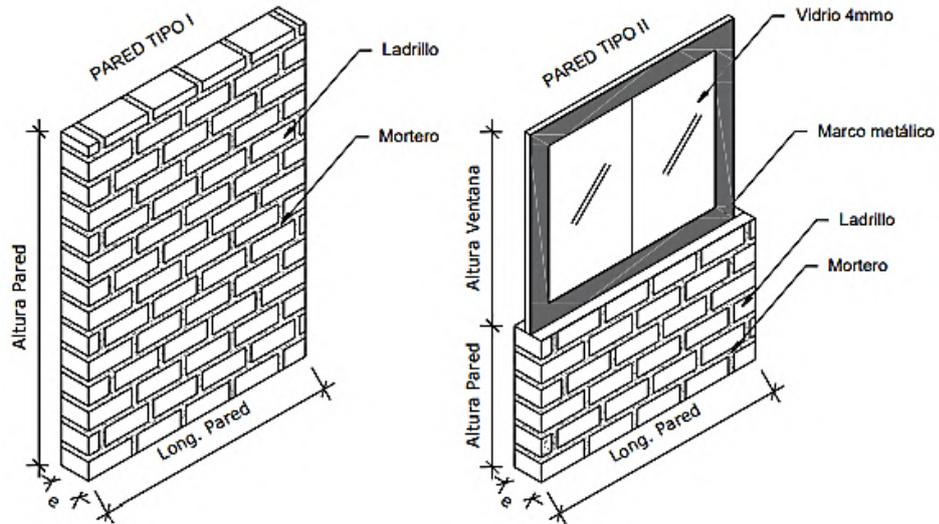
2.2.3.9.1 Cargas Gravitacionales

En base a los planos arquitectónicos y la visita en campo para observar el tipo de acabados con los cuales calculamos la carga muerta, así como también comprobamos la ocupación de cada piso descrita en los planos arquitectónicos para asignar el valor de las cargas vivas.

❖ Cargas de pared

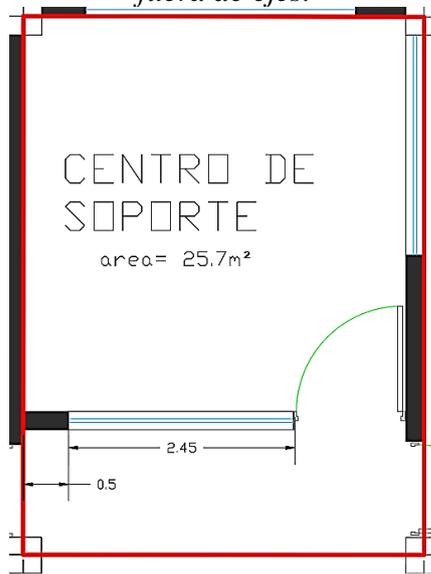
Se empleo el método en el cual hay que cuantificar las cargas de las paredes que están fuera de los ejes y dividir para el área del tablero de losa donde se encuentran ubicadas.

Figura 34: Tipos de pared.



Fuente: Fernando Guerrero, Análisis sísmico y posible reforzamiento del bloque de la Unidad Educativa Santo Domingo de Guzmán.

Figura 35: Tablero muestra para cuantificación de cargas de paredes que están fuera de ejes.



Fuente: William Campos N.

Tabla 38: cálculo del peso propio de paredes en un tablero de losa.

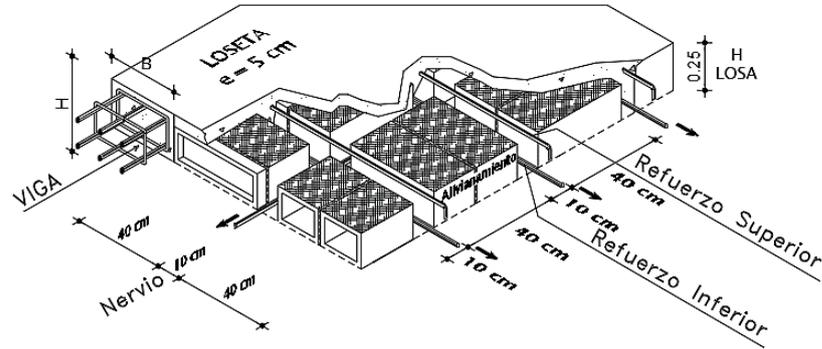
Peso propio de paredes							
Tipo	elementos	dimensiones (m)		peso específico	peso total	longitud	total
		altura	espesor	Kg/m3	Kg/m	m	Kg
1	pared	3	0.15	1600	720	0.5	360
2	pared	1.5	0.15	1600	375.6	2.45	920.22
	vidrio	1.5	0.004	2600			
peso total (Kg)							1280.22
area de lotablero (m²)							25.7
Sobrecarga (Kg/m²)							50

Fuente: William Campos N.

Las paredes que se encuentran sobre la viga se las aplica como carga lineal uniforme sobre la misma.

❖ **Carga de Losa**

Figura 36: Detalle de losa alivianada.



Fuente: William Campos N.

Considerando que el software ETABS ya asigna el peso de los nervios y la loseta de compresión, calculamos la carga adicional por alivianamientos, enlucidos y acabados como se muestra en la tabla 39.

Tabla 39: Cuantificación del peso de la losa alivianada.

Cuantificación de cargas de Losa					
elementos	dimensiones			peso especifico	peso total
	ancho	longitud	espesor	Kg/m3	Kg/m2
bloque	8 bloque *8.5Kg				68
enlucido sup	1	1	0.03	1900	57
enlucido inf	1	1	0.015	1900	28.5
acabado	1	1	0.015	1600	24
Total					177.5

Fuente: William Campos N.

Figura 37: Detalle de losa Steel Deck.



Fuente: William Campos N.

Tabla 40: Cuantificación del peso de la losa Steel Deck.

Cuantificación de cargas de Losa					
elementos	dimensiones			peso especifico	peso total
	ancho	longitud	espesor	Kg/m3	Kg/m2
enlucido sup	1	1	0.02	1900	38
acabado	1	1	0.015	1600	24
Cielo raso con elementos modulares de yeso montado sobre elementos metalicos o de madera incluido estos					20
Total					82

Fuente: William Campos N.

❖ **Cálculo del peso de cubierta**

$$PEM = 12m * \frac{1kg}{m^2}$$

$$PEM = 12m \frac{kg}{m^2}$$

$$Ptecho = 6 \frac{kg}{m^2}$$

$$Pinst + Pgypsum = 5 \frac{kg}{m^2}$$

$$Ptotal = Pinst + Pgypsum + Ptecho + PEM \quad (\text{Ec } 61)$$

$$Ptotal = 5 \frac{kg}{m^2} + 6 \frac{kg}{m^2} + 12 \frac{kg}{m^2}$$

$$Ptotal = 23 \frac{kg}{m^2}$$

$$qu = 23 \frac{kg}{m^2} * 6m$$

$$qu = 138 \frac{kg}{m^2}$$

❖ **Cargas vivas**

Estos valores son asignados de acuerdo a la norma ecuatoriana de construcción de acuerdo al tipo de ocupación.

Tabla 41: Resumen de cargas vivas de acuerdo al tipo de ocupación de la edificación, según NEC 15.

PISO	CV (kg/m ²)	OCUPACIÓN O USO	OBSERVACIÓN
N+3.24	200	aulas	NEC SE CG. T9 Unidades educativas
	480	corredores primer piso	NEC SE CG. T9 Unidades educativas
	480	Salas de archivo y computación	NEC SE CG. T9 Edificios de oficina
N+6.48 N+9.72	290	Estanterías	NEC SE CG. T9 Bibliotecas
	400	corredores segundo piso	NEC SE CG. T9 Unidades educativas
	200	aulas	NEC SE CG. T9 Unidades educativas
N+12.96	70	cubiertas planas, inclinadas y curvas	NEC SE CG. T9 Cubiertas

Fuente: William Campos N.

2.2.3.9.2 Cargas sísmicas

El Ecuador cuenta con un mapa de zonificación sísmica que está en función del factor Z, que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño. Este mapa proviene del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia de 50 años (periodo de retorno 475 años). El edificio está ubicado en el cantón Cevallos en la provincia de Tungurahua, de acuerdo a la ubicación geográfica en la que está situada los edificios la NEC SE DS determinas ciertos parámetros que están en función del tipo de suelo, configuración en planta y elevación, tipo de uso y función de la edificación, también el sistema estructural que posee [8].

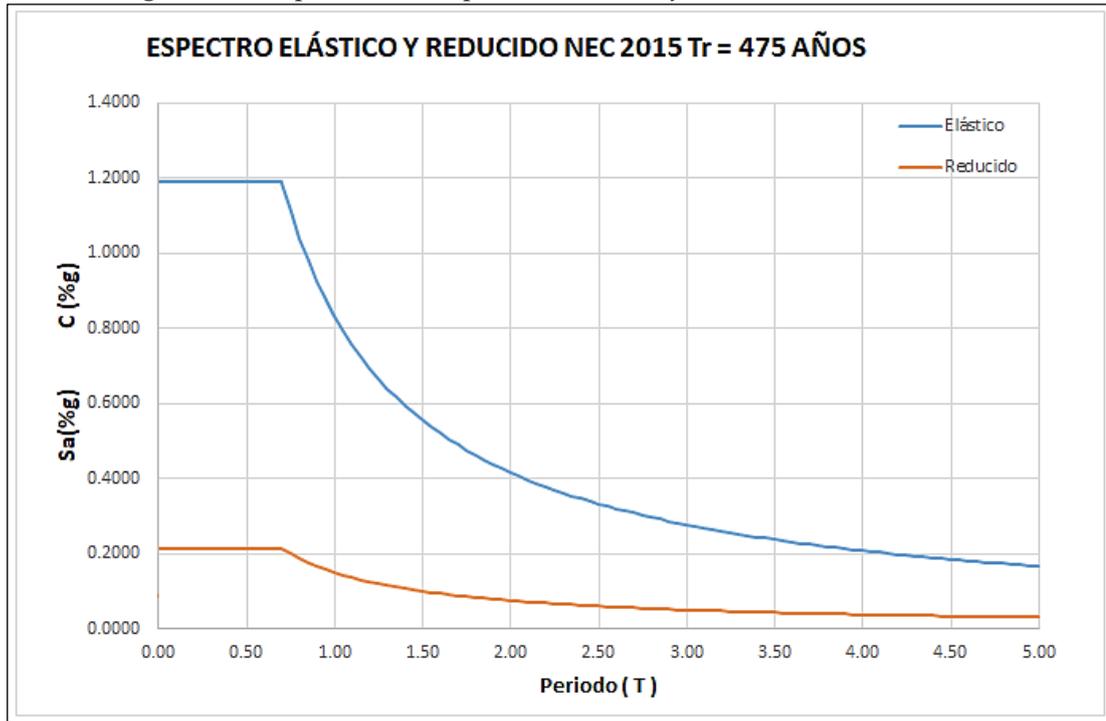
En la siguiente tabla se detalla los datos según los parámetros dispuestos por la NEC SE DS para la obtención de un espectro de respuesta.

Tabla 42: Factores de carga sísmica y configuración estructural para el espectro elástico y reducido.

ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICO Y REDUCIDO NEC-SE-DS-2015		
EDIFICIO	Facultad de Ciencias Agropecuarias	
SITIO	CEVALLOS	
SUELO	D	
S. ESTRUCTURAL	H.A Sin muros vigas descolgadas	
USO	Educativo	
PARAMETROS	VALOR	NEC-SE-DS
DATOS ELÁSTICO		
Z (%g)	0.40	3.1.1
H	2.48	3.3.1
fa	1.20	3.2.2.a
fd	1.19	3.2.2.b
fs	1.28	3.2.2.c
R	1.00	3.3.1
DATOS REDUCIDO		
R	8.00	6.3.4.b
I	1.30	4.1 Tabla 6
Φ_p	0.9	5.2.3. Tabla 13
Φ_e	1.00	5.2.3. Tabla 14
hn (m)	12.96	6.3.3 Altura de estructura
Ct	0.055	6.3.3.a
A	0.90	
CÁLCULOS		
Ta (s)	0.552	
To(s)	0.127	
Tc(s)	0.698	
Sa(%g)	1.190	
C (%g)	0.2149	ETBAS
K	1.03	

Fuente: William Campos N.

Figura 38: Espectro de respuesta Elástico y reducido NEC Tr=475.



Fuente: William Campos N.

2.2.3.10 Definición de materiales

❖ Hormigón

La resistencia a compresión del hormigón ($f'c$) considerada para el estudio es de 210 Kg/cm² y el módulo de elasticidad se definirá a partir de la siguiente fórmula.

$$E = 13100 * \sqrt{f'c} \quad (\text{Ec } 62)$$

$$E = 13100 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}$$

$$E = 189837.0354 \text{ kg/cm}^2$$

❖ Acero de refuerzo

El acero tiene una resistencia especificada a la fluencia $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

❖ Acero estructural

El acero (A36) tiene una resistencia específica a la fluencia $f_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$

2.2.3.11 Definición de secciones

Las secciones de columnas y vigas de hormigón con las que diseñamos la estructura actual en el software ETABS están detalladas en la tabla 36 y 37 respectivamente del

presente capítulo, las secciones de losa y secciones adicionales que ocupamos para modelar el entrepiso adicional se detallan en las siguientes tablas.

Tabla 43: Configuración de losa Steel Deck utilizada en entrepiso N+9.72.

Espesor (mm)	0.76
Peso (kg/m²)	7.44
Separación entre vigas secundarias (m)	1.45
Espesor de hormigón sobre la cresta (cm)	7
Tipo de Acero Losa Deck	A36
Resistencia del hormigón (f'c)	210

Fuente: Kubiec.

Tabla 44: Secciones de vigas adicionales utilizados en entrepiso N+9.72.

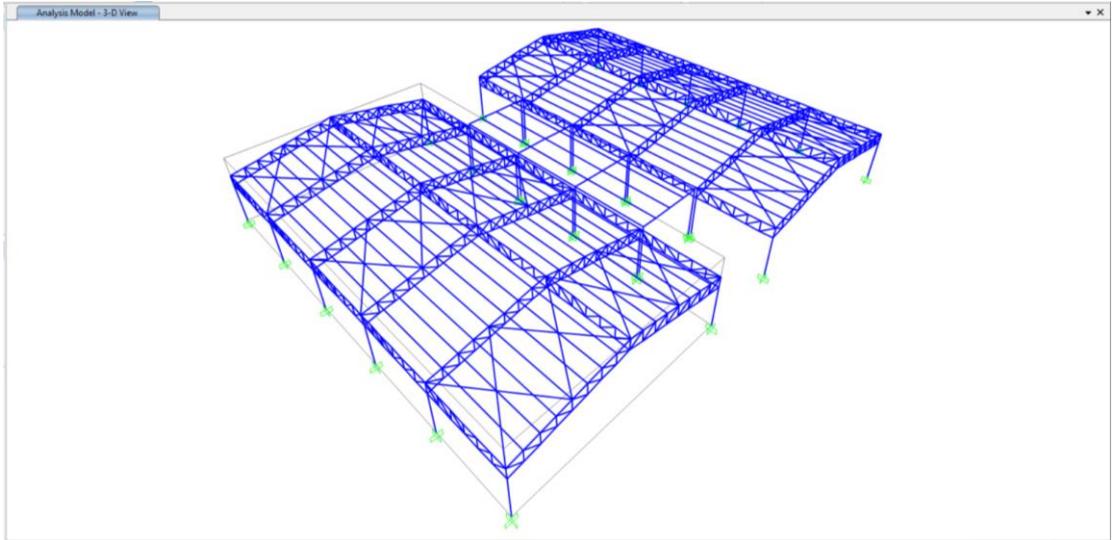
Denominación	h	b	t	e	R	Área	Peso	Tipo	
	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	Kg/mts		
IPE 200	200	100	5.6	8.5	9	28.5	22.4	Secundaria	
IPE 240	240	120	6.2	9.8	12	39.1	30.7	Primaria	
IPE 300	300	150	7.1	11	15	53.8	42.2	Primaria	
Tipo de Acero = A36									

Fuente: Dipac Manta.

La esquematización del modelo matemático en el software de cálculo se realizó inicialmente modelando la cercha metálica propuesta para cubrir el requerimiento de las autoridades en SAP2000 y luego trasladar las cargas obtenidas como reacciones

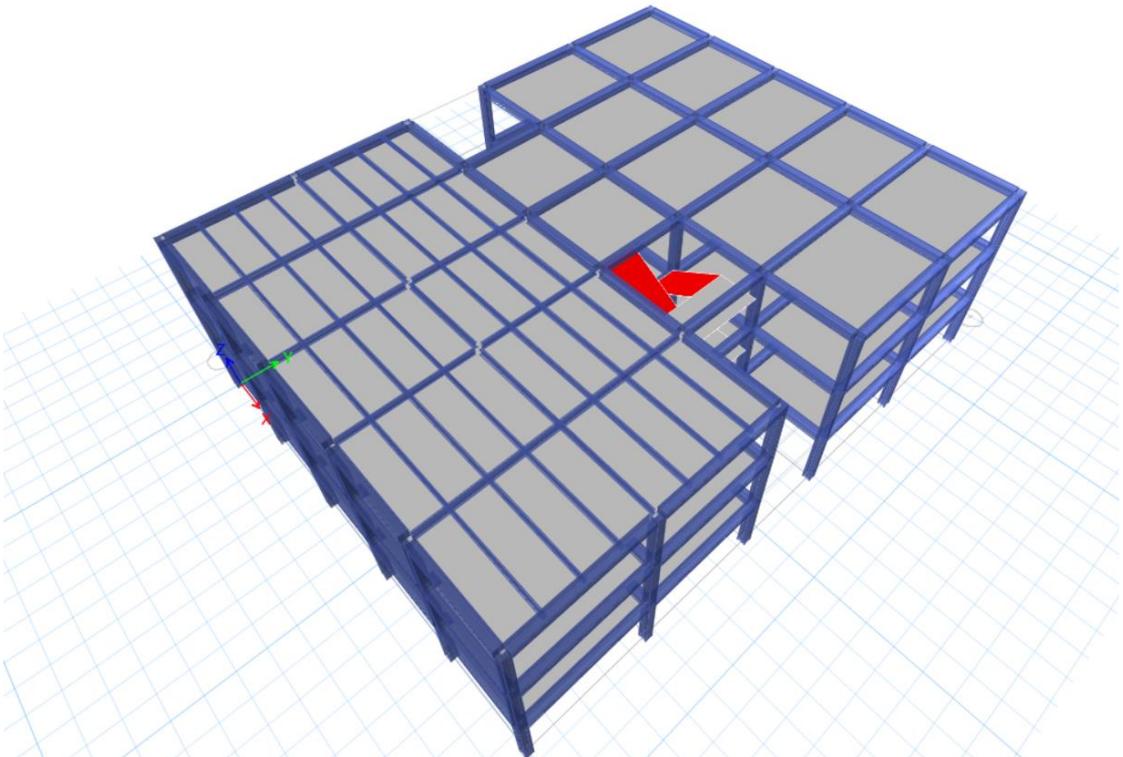
producto de la combinación más solicitante de cargas (considerando la carga de viento) hacia las columnas donde se colocará la nueva estructura.

Figura 39: Esquematación 3D de la estructura metálica.



Fuente: SAP 2000.

Figura 40: Esquematación 3D de la edificación actual.



Fuente: ETABS.

CAPITULO III

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Análisis y discusión de resultados

3.1.1 Grado de Vulnerabilidad Método Cualitativo

3.1.1.1 Inspección visual rápida FEMA 154

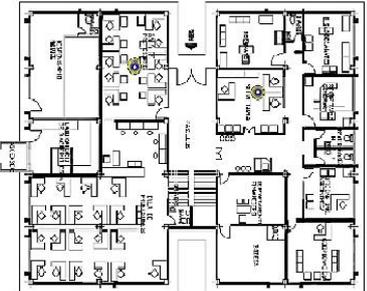
Una manera de estimar la vulnerabilidad sísmica es mediante una inspección visual rápida aplicando la metodología FEMA 154 como se contextualiza en el capítulo I, en el cual ocupamos el formato de alta sismicidad que se asimila a nuestro entorno, desarrollando los dos niveles propuestos por FEMA 154.

Nivel 1.

El primer nivel analiza las irregularidades que presenta la estructura, también diferentes riesgos que puede presentar.

- ❖ Es de vital importancia identificar y ubicar correctamente la edificación en estudio, para esto el formulario en su parte superior derecha brinda un espacio para registrar datos como: la dirección, uso de la estructura, altura de la estructura, el año de construcción, el área de piso, tipo de suelo, conjuntamente con la fotografía y el croquis.

Figura 41: Inspección visual rápida FEMA 154. Nivel 1.

<p>FOTOGRAFIA</p> 	<p>Dirección: UTA - FACULTAD DE CIENCIAS AGROPECUARIAS BLOQUE 1 CAMPUS QUEROCHACA Código Postal: _____ Otros identificadores: VÍA CEVALLOS - QUERO Uso: EDIFICIO EDUCATIVO Latitud: -1.369142 Longitud: -78.607168 Ss: _____ S1: _____ Evaluadores: WILLIAM CAMPOS Fecha/Hora: 23 DE OCTUBRE DEL 2020 N° pisos: Sobre NPT: 4 Bajo NPT: 0 Año de construcción: 1987 <input type="checkbox"/> EST Área total en planta: (m2) 595.0066 Año código: _____ Ampliaciones: <input type="checkbox"/> Ninguna <input type="checkbox"/> Si, año de construcción _____ Ocupación: Recreación Comercial Serv. Emerg. <input type="checkbox"/> Histórica <input type="checkbox"/> Refugio Industrial Oficinas Educación <input type="checkbox"/> Gubernamental Serv. Públicos Almacenamiento Educación Residencial, # Unidades: _____ Tipo de suelo: <input type="checkbox"/> A (roca dura) <input type="checkbox"/> B (roca prom.) <input type="checkbox"/> C (Suelo denso) <input checked="" type="checkbox"/> D (suelo rígido) <input type="checkbox"/> E (suelo suave) <input type="checkbox"/> F (suelo pobre) DNK (Asumir Tipo D) Peligros geológicos: Licuefacción: Si/No/DNK Deslizamiento: Si/No/DNK Ruptura de superficie: Si/No/DNK Adyacencia: <input checked="" type="checkbox"/> Golpeteo <input type="checkbox"/> Objetos peligrosos al caer de edif. más altos Irregularidades: <input type="checkbox"/> En elevación (tipo/severidad) PRESENTA COLUMNA CORTA <input type="checkbox"/> En planta (tipo) _____ Peligros exteriores: <input type="checkbox"/> Chimeneas no ancladas <input type="checkbox"/> Revestimientos pesados <input type="checkbox"/> Antepedochos, barandas <input type="checkbox"/> Anexos <input type="checkbox"/> Otros _____ COMENTARIOS LA ESTRUCTURA PRESENTA SIMETRÍA TANTO EN PLANTA COMO EN ELEVACIÓN ASCENSOR JUNTO A LA ESTRUCTURA QUE ACTÚA INDEPENDIENTE <input type="checkbox"/> Comentarios o bosquejos adicionales en hoja separad </p>
<p>CROQUIS</p> 	

Fuente: William Campos N.

De acuerdo a la clasificación que detalla la tabla 5 en el capítulo I existe 17 tipos de estructuraciones con su puntuación respectiva las cuales se relacionan con el daño estimado que podría presentarse, para el presente trabajo utilizamos la tipología C1 que son edificios de hormigón resistentes a momento.

Figura 42: Inspección visual rápida FEMA 154. Nivel 1.

PUNTAJE BÁSICO, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1																		
TIPO DE EDIFICACIÓN FEMA	No se sabe (DNK)	W1	W1A	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	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 en elevación severa, 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 en elevación moderada VL1		-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 (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-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
Post 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
Tipo de suelo 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
Tipo de suelo 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
Tipo de suelo 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, 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
PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1, SL1 ≥ S _{min}		1.5-0.5-0.4=0.6 (SL1)																

Fuente: William Campos N.

Los parámetros “Pre- código” y “Post- código”, se refieren a la norma posible con la que fue realizada la estructura, que se refiere a Normas de antes del año 2000 y Normas luego del año 2000 hasta la fecha.

- ❖ Por último, de la inspección visual Nivel 1, ubicamos información complementaria que sirve para detallar alguna información que el evaluador considera importante en cuanto a las características de construcción, extensión de la revisión peligros observados, etc.

Figura 43: Paso 4, Inspección visual Rápida FEMA 154.

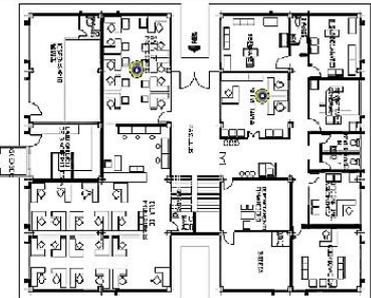
EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN Exterior: <input type="checkbox"/> Parcial <input checked="" type="checkbox"/> todos los lados Interior: <input type="checkbox"/> Ninguno <input checked="" type="checkbox"/> Visible <input type="checkbox"/> Ingresar Planos revisados: <input type="checkbox"/> Si <input checked="" type="checkbox"/> No Fuente del tipo de suelo: TIPO D Fuente de los Peligros Geológicos <input type="checkbox"/> Persona contacto: EVALUACIÓN DEL NIVEL 2 REALIZADA? <input type="checkbox"/> Si, Puntaje Final Nivel 2, SL2 Peligros no estructurales? <input type="checkbox"/> Si <input checked="" type="checkbox"/> No	OTROS PELIGROS <input type="checkbox"/> Existen otros peligros que hacen que se requiera una Evaluación Estructural Detallada? <input type="checkbox"/> Potencial golpeteo, (a menos que SL2 > que el puntaje límite aceptable) <input type="checkbox"/> Peligro de objetos que puedan caer de edificaciones adyacentes <input type="checkbox"/> Peligros geológicos o suelo Tipo F <input type="checkbox"/> Daño/deterioro significativo en el sistema estructural	ACCIÓN REQUERIDA Se requiere de una Evaluación Estructural Detallada? <input type="checkbox"/> Si, tipo de edificación FEMA desconocida u otro tipo de edificación <input type="checkbox"/> Si, 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? <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 checked="" type="checkbox"/> No, no se han identificado peligros no estructurales <input type="checkbox"/> 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: William Campos N.

En base al puntaje obtenido (S) FEMA detalla que, si S da 3 la edificación tiene una probabilidad de 1 en 1000 (10^{-3}), si el puntaje es de 2 significa que la probabilidad de colapso es de 1 en 100 (10^{-2}). El valor obtenido en nuestro caso es de 0.6 que quiere decir que la probabilidad de colapso es de 1 en 1.6 ($10^{-0.6}$), quiere decir que la probabilidad de colapso es de un 60%.

La siguiente figura muestra la tabla del nivel 1 completamente desarrollada.

Figura 44: Inspección visual rápida FEMA 154, Nivel 1.

Exploración rápida visual de los edificios para los posibles riesgos sísmicos. FEMA P -154, Formulario de recolección de datos	Nivel 1 ALTA SISMICIDAD																		
<p>FOTOGRAFIA</p> 		<p>Dirección: UTA - FACULTAD DE CIENCIAS AGROPECUARIAS BLOQUE 1 CAMPUS QUEROCHACA Código Postal: _____ Otros identificadores: VÍA CEVALLOS - QUERO Uso: EDIFICIO EDUCATIVO latitud: -1.369142 Longitud: -78.607168 Ss: _____ \$1: _____ Evaluadores: WILLIAM CAMPOS Fecha/Hora: 23 DE OCTUBRE DEL 2020 N° pisos: Sobre NPT: 4 Bajo NPT: 0 Año de construcción: 1987 <input type="checkbox"/> EST Área total en planta: (m2) 595.0066 Año código: _____ Ampliaciones: <input type="checkbox"/> Ninguna <input type="checkbox"/> Si, año de construcción _____ Ocupación: Recreación Comercial Serv. Emerg. <input type="checkbox"/> Histórica <input type="checkbox"/> Refugio Industrial Oficinas Educación <input type="checkbox"/> Gubernamental Serv. Públicos Almacenamiento Educación Residencial, # Unidades: _____ Tipo de suelo: <input type="checkbox"/> A (roca dura) <input type="checkbox"/> B (roca prom.) <input type="checkbox"/> C (Suelo denso) D (suelo rígido) <input type="checkbox"/> E (suelo suave) <input type="checkbox"/> F (suelo pobre) DNK (Asumir Tipo D) Peligros geológicos: Licuefacción: Si/No/DNK Deslizamiento: Si/No/DNK Ruptura de superficie: Si/No/DNK Adyacencia: <input type="checkbox"/> Golpeteo <input type="checkbox"/> Objetos peligrosos al caer de edif. más altos Irregularidades: <input type="checkbox"/> En elevación (tipo/severidad) PRESENTA COLUMNA CORTA <input type="checkbox"/> En planta (tipo) _____ Peligros exteriores: <input type="checkbox"/> Chimeneas no ancladas <input type="checkbox"/> Revestimientos pesados <input type="checkbox"/> Antepechos, barandas <input type="checkbox"/> Anexos <input type="checkbox"/> Otros _____</p>																	
<p>CRÓQUIS</p> 		<p>COMENTARIOS LA ESTRUCTURA PRESENTA SIMETRÍA TANTO EN PLANTA COMO EN ELEVACIÓN ASCENSOR JUNTO A LA ESTRUCTURA QUE ACTÚA INDEPENDIENTE <input type="checkbox"/> Comentarios o bosquejos adicionales en hoja separad</p>																	
PUNTAJE BÁSICO, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1																			
TIPO DE EDIFICACIÓN FEMA	No se sabe (DNK)	W1	W1A	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	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 en elevación severa, 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 en elevación moderada VL1		-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 (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-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	
Post 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	
Tipo de suelo 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	
Tipo de suelo 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	
Tipo de suelo 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	
PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1, SL1 ≥ Smin		1.5-0.5-0.4=0.6 (SL1)																	
EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN		OTROS PELIGROS										ACCIÓN REQUERIDA							
Exterior: <input type="checkbox"/> Parcial <input checked="" type="checkbox"/> todos los lados <input type="checkbox"/>		Existen otros peligros que hacen que se requiera una Evaluación Estructural Detallada?										Se requiere de una Evaluación Estructural Detallada?							
Interior: <input type="checkbox"/> Ninguno <input checked="" type="checkbox"/> Visible <input type="checkbox"/> Ingreso		Potencial golpeteo, (a menos que SL2 > que el puntaje limite aceptable)										<input type="checkbox"/> Si, tipo de edificación FEMA desconocida u otro tipo de edificación							
Planos revisados: <input type="checkbox"/> Si <input checked="" type="checkbox"/> No		Peligro de objetos que puedan caer de edificaciones adyacentes										<input type="checkbox"/> Si, puntaje menor que el puntaje limite aceptable							
Fuente del tipo de suelo: TIPO D		Peligros geológicos o suelo Tipo F										<input checked="" type="checkbox"/> Si, otros peligros presentes							
Fuente de los Peligros Geológicos		Daño/deterioro significativo en el sistema estructural										<input type="checkbox"/> No							
EVALUACIÓN DEL NIVEL 2 REALIZADA?												Se recomienda una Evaluación No Estructural?							
<input type="checkbox"/> Si, Puntaje Final Nivel 2, SL2												<input type="checkbox"/> Si, peligros no estructurales identificados que deberían ser evaluados							
Peligros no estructurales? <input type="checkbox"/> Si <input checked="" type="checkbox"/> No												<input type="checkbox"/> No, existen peligros no estructurales que requieren de mitigación, pero no es necesaria una evaluación detallada							
												<input checked="" type="checkbox"/> No, no se han identificado peligros no estructurales <input type="checkbox"/> 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: William Campos N.

Nivel 2

En el nivel anterior se dio a conocer que la estructura es vulnerable ante un evento sísmico y necesita ser evaluada por un experto en diseño sísmico, razón por la cual se ha optado por realizar el siguiente nivel para comparar los resultados desarrollando los siguientes pasos.

- ❖ Ubicamos la información de la estructura y los datos del nivel 1.

Figura 45: Inspección visual rápida FEMA 154 Nivel 2.

Nombre edificio: FACULTAD DE CIECIAS AGROPECUARIAS	Puntaje Final Nivel 1: SL1= 0.6
Inspector: WILLIAM CAMPOS	Modificadores de Irregularidad Nivel 1: Vertical Irregularity, VL1 = -0.5 Irregularidad en planta, PL1 =
Fecha/Hora: 23 DE OCTUBRE DEL 2020	PUNTAJE BASE AJUSTADO: S'=(SL1-VL1-PL1)= 1.1

Fuente: William Campos N.

- ❖ Luego se penaliza la estructura tomando en cuenta la irregularidad en elevación según sea el sistema estructural estudiado.

Figura 46: Inspección visual rápida FEMA 154 Nivel.2.

MODIFICADORES ESTRUCTURALES PARA SER CONSIDERADOS EN EL PUNTAJE AJUSTADO BASE					
Tema	Aspecto (si es verdadero, encerrar en un círculo el modificador "SI", caso contrario 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	-1.2	VL2 = -0.5 (Tope en -1.2)	
		Edificación no W1: Existe al menos un piso de diferencia entre un lado de la edificación con respecto al otro.	-0.3		
	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.	-0.3		
		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)	-0.1		
		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	-0.3		
	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 1.3 y 2.0 veces la altura del piso superior.	-0.5		
		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		
		Los elementos verticales del sistema lateral en pisos superiores están desalineados con aquellos en pisos inferiores.	-0.5		
	Columnas cortas	Existe una discontinuidad en el plano de los elementos laterales que es mayor que la longitud de estos elementos.	-0.3		
		C1, C2, C3, PC1, PC2, 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.	-0.5		
	Nivel desplazado	C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: La profundidad de la columna (o ancho de pilares) es menor que la mitad de la profundidad del antepecho o existen paredes de relleno o pisos adyacentes que cortan a la columna	-0.5		
		Existe un nivel desplazado en una de las plantas o en el techo.	-0.3		
	Otra irregularidad	Se observa otra irregularidad severa en elevación que obviamente afecta al desempeño sísmico de la edificación	-1		
Se observa otra irregularidad moderada en elevación que pueda afectar al desempeño sísmico de la edificación.		-0.5			

Fuente: William Campos N.

- ❖ Siguiendo se penaliza al modelo estructural de acuerdo a la irregularidad en planta, que en nuestro caso no aplica y solo se consideró el golpeteo con el valor mínimo de 0.5 como margen de seguridad, ya que el ascensor está pegado a la estructura.

Figura 47: Paso 3, Inspección visual rápida FEMA 154 Nivel 2.

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 W1A mencionada anteriormente.)	-0.7	PL2 = Tope en -1.1
	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 C1, C2: Las vigas exteriores no están alineadas con las columnas en planta	-0.4	
Otra irregularidad: Se observa otra irregularidad en planta que obviamente afecta al desempeño sísmico de la estructura.	-0.7		
Redundancia	La edificación tiene al menos dos vanos con elementos laterales en cada lado de la edificación en cada dirección.	0.3	
Golpeteo	La edificación está separada de la estructura adyacente por menos del 1% de la altura la edificación más baja y estructura adyacente y	-1	
	Los pisos no se alinean verticalmente por más de 61 cm. Una edificación es 2 o más pisos más alta que la otra. El valor límite del modificador de puntaje por golpeteo es -1.	-0.5	
Edificación S2	Es visible una geometría K de arriostramiento.	-1	
Edificación C1	Placas planas sirven como vigas en el pórtico resistente a momento.	-0.3	
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 Readequación)	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 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	-1.2	
Readequación	Una readequación o un reacondicionamiento exhaustivo es visible o se conoce por los planos dados.	-1.4	

Fuente: William Campos N.

- ❖ Por último, buscamos los peligros no estructurales que presenta la estructura mediante el chequeo visual exterior e interior.

Figura 48: Paso 4, Inspección visual rápida FEMA 154 Nivel 2.

PELI GROS NO ESTRUCTURALES OBSERVABLES				
Ubicación	Aspecto (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			
	Otro peligro interior observable no estructural que pueda caer.			
Desempeño Sísmico No Estructural Estimado (Chequear el recuadro apropiado y transferirlo a las conclusiones del formulario del Nivel 1) <ul style="list-style-type: none"> <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 				

Fuente: William Campos N.

El puntaje obtenido para esta estructura en el Nivel 2 es de 0.3 con lo que se asumiría que su probabilidad de colapso es del 30%.

En la siguiente figura se muestra el formulario nivel 2 en su totalidad.

Figura 49: Inspección visual rápida fema 154 nivel 2.

Exploración rápida visual de los edificios de posibles riesgos sísmicos.		Nivel 2 (Opcional)		
FEMA P-154 Formulario de Recolección de Datos.		ALTA SISMICIDAD		
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: FACULTAD DE CIECIAS AGROPECUARIAS	Puntaje Final Nivel 1: SL1= 0.6			
Inspector: WILLIAM CAMPOS	Modificadores de Irregularidad Nivel 1: Vertical Irregularity, VL1 = -0.5	Irregularidad en planta, PL1 =		
Fecha/Hora: 23 DE OCTUBRE DEL 2020	PUNTAJE BASE AJUSTADO: S=(SL1-VL1-PL1)= 1.1			
MODIFICADORES ESTRUCTURALES PARA SER CONSIDERADOS EN EL PUNTAJE AJUSTADO BASE				
Tema	Aspecto (si es verdadero, encerrar en un círculo el modificador "Si", caso contrario 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. Edificación no W1: Existe al menos un piso de diferencia entre un lado de la edificación con respecto al otro.	-1.2	VL2 = -0.5 (Tope en -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.	-0.3	
		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)	-0.6	
		Edificación no 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	-0.9	
	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 1.3 y 2.0 veces la altura del piso superior.	-0.5	
		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	
	Columnas cortas	Los elementos verticales del sistema lateral en pisos superiores están desalineados con aquellos en pisos inferiores.	-0.5	
		Existe una discontinuidad en el plano de los elementos laterales que es mayor que la longitud de estos elementos.	-0.3	
	Nivel desplazado	C1, C2, C3, PC1, PC2, 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.	-0.5	
C1, C2, C3, PC1, PC2, RM1, RM2: La profundidad de la columna (o ancho de pilares) es menor que la mitad de la profundidad del antepecho o existen paredes de relleno o pisos adyacentes que cortan a la columna		-0.5		
Otra irregularidad	Existe un nivel desplazado en una de las plantas o en el techo.	-0.6		
Irregularidad en planta, PL2	Se observa otra irregularidad severa en elevación que obviamente afecta al desempeño sísmico de la edificación	1	PL2 = (Tope en -1.1)	
	Se observa otra irregularidad moderada en elevación que pueda afectar al desempeño sísmico de la edificación.	-0.5		
	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 W1A 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		
Redundancia	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		
Golpeteo	Otra irregularidad: Se observa otra irregularidad en planta que obviamente afecta al desempeño sísmico de la estructura.	-0.7		
	La edificación tiene al menos dos vanos con elementos laterales en cada lado de la edificación en cada dirección.	0.3		
Edificación S2	La edificación está separada de la estructura adyacente por menos del 1% de la altura la edificación más baja y estructura adyacente y	1		
	Los pisos no se alinean verticalmente por más de 61 cm. Una edificación es 2 o más pisos más alta que la otra. El valor límite del modificador de puntaje por golpeteo es -1.	-0.5		
Edificación C1	La edificación está al final del bloque o manzana.	-0.5		
Edificación PC1/RM1	Es visible una geometría K de arriostramiento.	-1		
Edificación PC1/RM2	Picpas planas sirven como vigas en el pórtico resistente a momento.	-0.4		
	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 Readeucción)	0.8		
URM	La edificación está estrechamente espaciada, paredes interiores de altura completa (preferible que un espacio interior con pocas paredes como en una bodega.)	0.3		
MH	Paredes triangulares (gable walls) presentes.	-0.4		
Readeucción	Existen un sistema de arriostramiento sísmico adicional previsto entre el suelo y la vivienda	1.2		
	Una readeucción o un reacondicionamiento exhaustivo es visible o se conoce por los planos dados.	1.4		
PUNTAJE FINAL NIVEL 2, SL2 = (S' + VL2 + PL2 + M) ≥ Smin: 1.1-0.5-0.5=0.1		Smin=0.3		
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		Transferir a formulario 1		
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 independiente del puntaje de la edificación				
PELI GROS NO ESTRUCTURALES OBSERVABLES				
Ubicación	Aspecto (Chequear "Si" o "No")	si	no	
Exterior	Existe un antepecho de mampostería no reforzada no arriostrada o una chimenea de mampostería no reforzada			
	Existen revestimientos pasados			
	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 tejas de arcilla o tabiques de ladrillo en gradas o corredores de salida				
Otro peligro interior observable no estructural que pueda caer.				
Desempeño S ísmico No Estructural Estimado (Chequear el recuadro apropiado y transferirlo 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: William Campos N.

3.1.1.2 Inspección visual rápida NEC 2015

La Norma Ecuatoriana de la Construcción también nos brinda un formato para poder realizar una inspección de manera visual rápida, el mismo que se encuentra en la Guía para Rehabilitación sísmica de edificios.

- ❖ En la parte superior del formato ubicamos la fotografía, así como la información General similar a lo planteado por el FEMA 154.

Figura 50: Paso 1, Inspección visual rápida NEC 15.

EVALUACION VISUAL RAPIDA DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES	
DATOS DE EDIFICACION:	
Direccion: QUEROCHACA (VIA CEVALLOS - QUERO)	
Nombre de la edificacion: FACULTAD DE CIENCIAS AGROPECUARIAS BLOQUE 1	
Sitio de referencia: UTA - CAMPUS QUEROCHACA	
Tipo de uso: EDIFICIO EDUCATIVO	Fecha de evaluacion: 23/10/2020
Año de construccion: 1987	Año de remodelación:
Area construida en m2: 595.0066	Numero pisos:
DATOS DEL PROFESIONAL	
Nombre del evaluador: WILLIAM CAMPOS	
C.I. 1804798716	
Registro senecyct:	
	

Fuente: William Campos N.

- ❖ Luego identificamos el tipo de sistema estructural correspondiente a la estructura en estudio, nosotros escogimos el C1(Pórticos de hormigón Armado).

Figura 51: Inspección visual rápida NEC 15.

TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL					
Madera	W1	Portico Hormigon Armado	C1	Portico acero laminado	S1
Mamposteria sin refuerzo	URM	Portico H. Armado con	C2	Portico acero laminado con diagonales	S2
Mamposteria reforzado	RM	Portico H. Armado con	C3	Portico acero doblado en frio	S3
Mixta acero-hormigon o mixta madera-hormigon	MX	mamposteria confinada sin		Portico acero laminado con muros	S4
		H. Armado prefabricado	PC	Portico acero con paredes mamposteria	S5

Fuente: William Campos N.

- ❖ De acuerdo al tipo de sistema estructural se detalla puntajes básicos y finales teniendo en cuenta la altura de la estructura, irregularidades tanto en planta como en elevación y también el tipo de suelo.

Figura 52: Inspección visual rápida NEC 15.

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 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														
1.8														
GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA														
S < 2,0	Alta vulnerabilidad, requierete evaluacion especial							X						
2,0 > S > 2,5	Media vulnerabilidad													
S > 2,5	Baja vulnerabilidad													
														Firma responsable Evaluacion

Fuente: William Campos N.

Evaluando mediante la NEC 2015 la estructura presenta un grado de vulnerabilidad sísmica mediante el puntaje final S, ya que la altura asumiendo el nivel de ampliación esta entre los 4 y 7 niveles, así como se consideró irregularidad en planta, su construcción fue en una etapa de transición y está cimentada sobre un suelo tipo D que nos dio como resultado un S =1.8 que lo ubica en alta vulnerabilidad El formato desarrollado en su totalidad se presenta en la siguiente figura.

Figura 53: Inspección visual rápida NEC 2015.

EVALUACION VISUAL RAPIDA DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES													
				DATOS DE EDIFICACION:									
				Dirección: QUEROCHACA (VÍA CEVALLOS - QUERO)									
				Nombre de la edificación: FACULTAD DE CIENCIAS AGROPECUARIAS BLOQUE 1									
				Sitio de referencia: UTA - CAMPUS QUEROCHACA									
				Tipo de uso: EDIFICIO EDUCATIVO			Fecha de evaluación: 23/10/2020						
				Año de construcción: 1987			Año de remodelación:						
Area construida en m2: 595.0066				Numero pisos:									
DATOS DEL PROFESIONAL													
Nombre del evaluador: WILLIAM CAMPOS													
C.I. 1804798716													
Registro senescyt:													
TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL													
Madera	W1	Portico Hormigon Armado	C1	Portico acero laminado	S1								
Mamposteria sin refuerzo	URM	Portico H. Armado con	C2	Portico acero laminado con diagonales	S2								
Mamposteria reforzado	RM	Portico H. Armado con mamposteria confinada sin	C3	Portico acero doblado en frio	S3								
Mixta acero-hormigon o mixta madera-hormigon	MX	H. Armado prefabricado	PC	Portico acero laminado con muros	S4								
			PC	Portico acero con paredes mamposteria	S5								
PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S													
Tipologia del sistema estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5
Puntaje basico	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-codigo (construido antes de 1977) o autoconstruccion	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 transicion (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
Postcodigo 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, requierete evaluacion especial							X					
2,0 > S > 2,5	Media vulnerabilidad												
S > 2,5	Baja vulnerabilidad												
											Firma responsable Evaluacion		

Fuente: William Campos N.

3.1.2 Grado de Vulnerabilidad Método Cuantitativo

Los análisis cualitativos pueden ser muy erróneos en la estimación del grado de vulnerabilidad sísmica de una estructura debido a que su análisis es muy subjetivo, por lo que es muy importante comparar los resultados mediante un análisis cuantitativo que consiste en un análisis estático no lineal, no solamente considerar el puntaje que determina si necesita o no un análisis por el método cuantitativo. En este estudio emplearemos un análisis estático no lineal (PUSH OVER) y mediante la curva capacidad de la estructura determinar su punto de desempeño.

El modelado consiste en dos fases, la primera determinando si el modelo estructural actual cumple con los requisitos sismorresistentes aplicando la demanda del espectro de respuesta de la NEC SE DS y la segunda determinando cual es el desempeño estructural aplicando el análisis no lineal PUSH OVER considerando la edificación estabilizada y el nivel de amenaza sísmica diseño (Raro 475 años) que establece la NEC 15.

3.1.2.1 Análisis Estático Espectral Modal

Para verificar que la edificación tenga un correcto comportamiento estructural, el primer paso para realizar un análisis dinámico en el rango lineal es el periodo de vibración que está en función de la configuración estructural y debe cumplir ciertos requerimientos dispuestos en la NEC SE DS [8].

3.1.2.1.1 Periodo de vibración

Según la NEC SE DS de forma teórica se puede aplicar la siguiente fórmula para determinar el periodo de vibración.

$$T_a = C_t * H_n^\alpha \quad (\text{Ec 63})$$

Donde:

T_a : Periodo de Vibración.

C_t y α : coeficientes que depende del tipo de Edificio.

H_n : Altura del edificio.

Tabla 45: Coeficientes que dependen del tipo de edificación.

Tipo de estructura	C_t	α
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9

Fuente: Peligro sísmico, Diseño sismo resistente NEC 15 parte-2, pág. 62.

$$T_a = 0.055 * 12.96^{0.9}$$

$$T_a = 0.5517 \text{ sg}$$

Para realizar este chequeo, el valor del periodo calculado con la ecuación 59, no debe superar un 30% del mismo siendo este valor 0.7172 segundos idealizando que el periodo de la estructura debe estar entre estos rangos, esto propuesto por la NEC SE DS en su numeral 6.3.3.b [33].

Conceptualizando un chequeo moviendo el centro de masas en la dirección X^+ , X^- , Y^+ y Y^- como indica la Norma Ecuatoriana en su numeral 6.3.6, analizamos el caso modal en el que mayor periodo de vibración tenemos para realizar las futuras revisiones de los parámetros que establece la NEC SE DS de un análisis espectral modal, como observamos en la siguiente tabla [8].

Tabla 46: Periodos de vibración del modelo de acuerdo a los desplazamientos del centro de masas.

Caso	Modo	Periodo seg
Modal	1	0.865
MODAL X+	1	0.865
MODAL X-	1	0.870
MODAL Y+	1	0.863
MODAL Y-	1	0.861

Fuente: William Campos N.

Determinamos el caso modal con la masa desplazada en la dirección X^- que se interpreta como un movimiento del centro de masas hacia la izquierda igual al 5% de la máxima dimensión del edificio, fundamentando que es en el cual se da el mayor periodo de vibración motivo por el cual utilizamos dicha masa para futuros chequeos. Realizamos la verificamos del rango establecido para el periodo T con la siguiente expresión.

$$T_a \leq T_{modal} \leq 1.3 * T_a \text{ (Ec 64)}$$

$$0.5517 \leq \mathbf{0.870} \leq 0.7172$$

NO CUMPLE

El periodo de vibración de la estructura es alto, siendo mayor al 30% del periodo de vibración calculado con la ecuación 63 lo que da a entender que la estructura es muy flexible.

3.1.2.1.2 Masas Acumuladas

La NEC SE DS en su numeral 6.2.2.e nos dice considerar el número de modos de vibración necesarios en la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas [33].

Tabla 47: Masas acumuladas del modelo estructural.

Caso	Modo	Periodo seg	SumUX	SumUY
MODAL X-	1	0.87	0.0195	0.5004
MODAL X-	2	0.804	0.7775	0.5807
MODAL X-	3	0.772	0.8585	0.8483
MODAL X-	4	0.279	0.8587	0.9416
MODAL X-	5	0.261	0.9657	0.9428
MODAL X-	6	0.253	0.9678	0.964
MODAL X-	7	0.157	0.9679	0.9952
MODAL X-	8	0.152	0.9982	0.9956
MODAL X-	9	0.145	0.9986	0.9984
MODAL X-	10	0.102	0.9986	0.9984
MODAL X-	11	0.074	0.9986	0.9984
MODAL X-	12	0.067	0.9986	0.9984
MODAL X-	13	0.067	0.9986	0.9984
MODAL X-	14	0.061	0.9986	0.9984
MODAL X-	15	0.048	0.9986	0.9984

Fuente: William Campos N.

Para este edificio las masas acumuladas cumplen en el quinto modo para el eje X en el cuarto modo para el eje Y, en ambos casos dentro de los modos establecidos para el análisis. Considerando el coste computacional y verificando que las masas acumuladas se dan en los modos inferiores al número de casos establecidos, dentro del 90% se toma en cuenta también la frecuencia natural de la estructura, optando por trabajar con 10 modos de vibración.

3.1.2.1.3 Comportamiento de la Estructura

Lo recomendable es que los dos primeros modos de vibración sean traslacionales y a partir del tercer modo se contemple torsión según lo propuesto por Mario Paz en la sección del fundamento para el Análisis Espectral modal de su libro Dinámica Estructural, por lo cual la relación entre el giro en Z de la estructura para el máximo valor de desplazamiento ya sea en X o Y debe ser menor a 30%, que es el rango a partir del cual se considera que los efectos de torsión accidental son de gran incidencia según estudios realizados por (Placencia,2015) [34] .

$$\% \text{ Torsión relativa} = \frac{Rz}{\max(Ux; Uy)} * 100 \quad (\text{Ec 65})$$

$$\% \text{ Torsión relativa} \leq 30\% \text{ (Traslacional)} \quad (\text{Ec 66})$$

Tabla 48: Tipo de comportamiento del modelo estructural.

Caso	Modo	Periodo seg	UX	UY	RZ	% Torsión	TIPO
MODAL X-	1	0.87	0.0195	0.5004	0.3285	66%	ROTACIONAL
MODAL X-	2	0.804	0.7579	0.0803	0.0203	3%	TRASLACIONAL
MODAL X-	3	0.772	0.081	0.2676	0.5009	187%	ROTACIONAL

Fuente: William Campos N.

De acuerdo a la anterior tabla, la estructura presenta un comportamiento rotacional en el primer y tercer modo vibración, mientras que en el segundo modo presenta un comportamiento traslacional.

3.1.2.1.4 Cortante Basal Estático vs Dinámico

La NEC SE DS en su numeral 6.22.b dice que el valor del cortante dinámico total en el base obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser [33]:

- ❖ Menor al 80% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras regulares).
- ❖ Menor al 85% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras irregulares).

Si en caso que el cortante basal no cumpla dicha condición se debe realizar ajustes del mismo en los resultados obtenidos por el análisis dinámico.

Tabla 49: Cortante basal estáticos Vs Cortante basal dinámico.

Cortante basal Estático vs Dinámico				
Tipo	Sentido	Cortante (Ton)	Vdinámico/VEstático	Observación
Dinámico	ESPECT X	193.10	85.42%	CUMPLE
Estático	SX	226.05		
Dinámico	ESPECT Y	194.20	85.89%	CUMPLE
Estático	SY	226.08		

Fuente: William Campos N.

3.1.2.1.5 Derivas de piso

Para el cálculo de derivas inelásticas se utilizaron la inercia agrietada para los diferentes elementos estructurales. La NEC SE DS en su numeral 6.3.9 habla sobre el control de la deriva inelásticas máximas de piso, mientras que en sucesión 4.2.2 da a conocer cuáles son los límites permisibles de la deriva de piso, el cual no debe ser mayor al 0.02 o 2% de la altura de piso para estructuras de hormigón armado [8].

Tabla 50: Valores máximos de deriva inelástica, expresados como fracción de la altura de piso.

Estructura de:	ΔM máxima (Sin unidad)
Hormigón armado, estructura metálica y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: Peligro sísmico, Diseño sismo resistente NEC 15 parte-1, pág. 40.

Para esto mediante la ecuación 58 se transforma la deriva elástica calculada a deriva inelástica.

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E \text{ (Ec 67)}$$

Donde:

ΔM : Deriva Inelástica.

ΔE : Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.

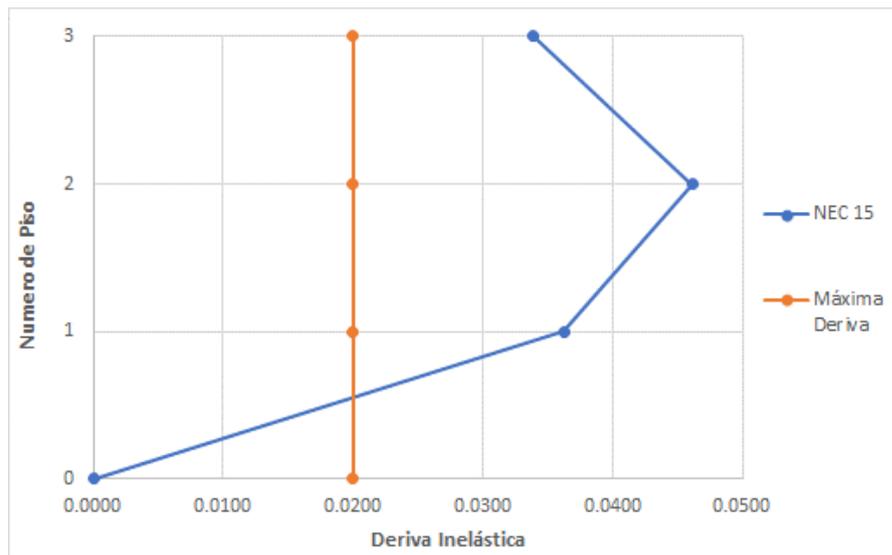
R : factor de reducción de resistencia.

Tabla 51: Derivas inelásticas causadas por cortantes estáticos.

PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
SENTIDO X				
N+3.24	SX	0.006047	0.036282	NO CUMPLE
N+6.48	SX	0.007694	0.046164	NO CUMPLE
N+9.72	SX	0.005656	0.033936	NO CUMPLE
SENTIDO Y				
N+3.24	SY	0.006558	0.039348	NO CUMPLE
N+6.48	SY	0.008811	0.052866	NO CUMPLE
N+9.72	SY	0.006522	0.039132	NO CUMPLE

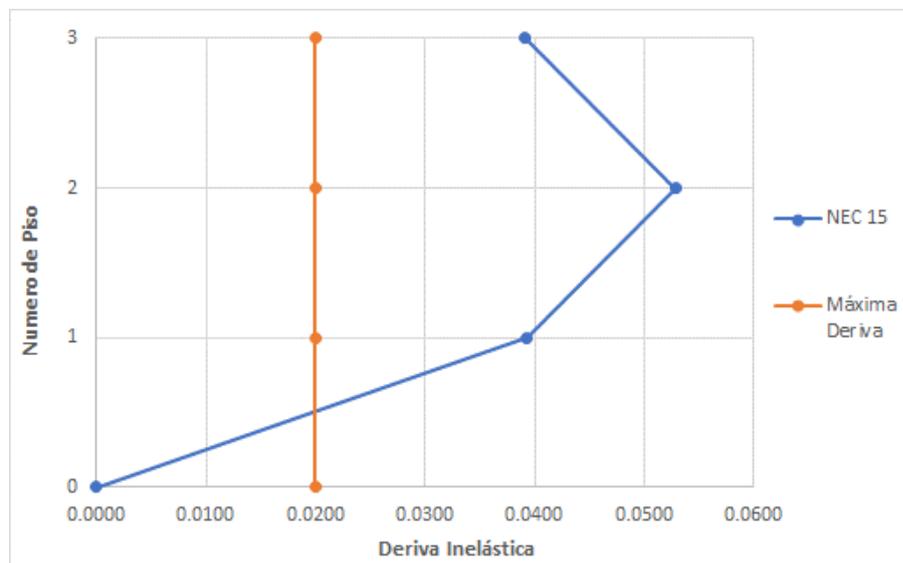
Fuente: William Campos N.

Figura 54: Derivas Inelásticas causadas por cortante estático- Sentido X.



Fuente: William Campos N.

Figura 55: Derivas Inelásticas causadas por cortante estático- Sentido Y.



Fuente: William Campos N.

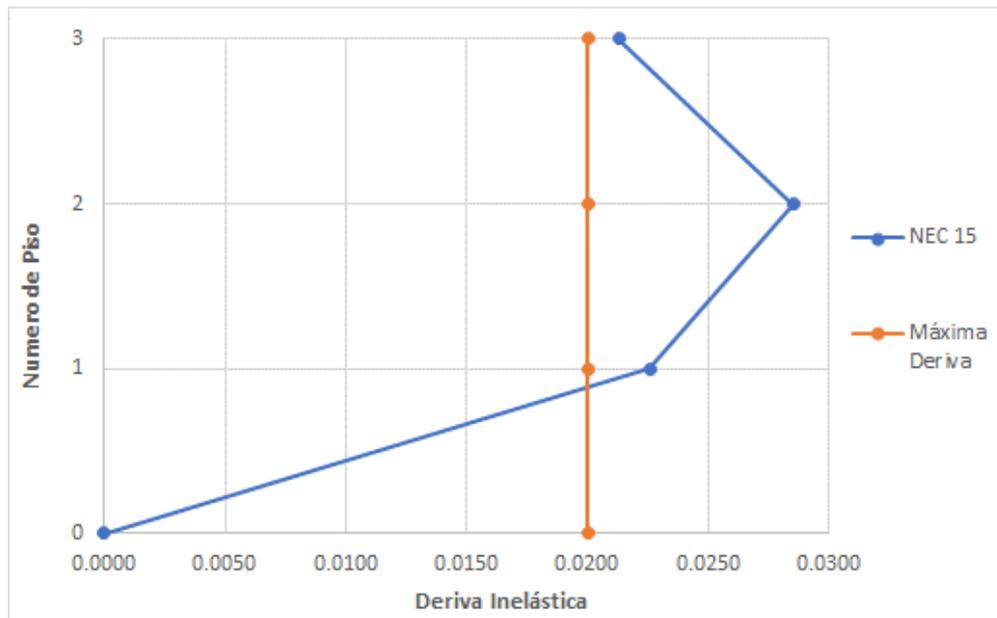
Mediante las gráficas de las derivas inelásticas por cortantes estáticos en el sentido X y Y se puede verificar que superan el 2% que es el límite permisible por la norma, siendo la mayor deriva en el piso número 2 con un valor de 4.62% en el sentido X y 5.29% en el sentido Y, por lo tanto, la estructura necesita la incorporación de elementos que permita tener una mayor rigidez.

Tabla 52: Derivas inelásticas causadas por cortantes dinámicos.

PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
SENTIDO X				
N+3.24	ESPECT X	0.003764	0.022584	NO CUMPLE
N+6.48	ESPECT X	0.004753	0.028518	NO CUMPLE
N+9.72	ESPECT X	0.003551	0.021306	NO CUMPLE
SENTIDO Y				
N+3.24	ESPECT Y	0.006558	0.039348	NO CUMPLE
N+6.48	ESPECT Y	0.008811	0.052866	NO CUMPLE
N+9.72	ESPECT Y	0.006522	0.039132	NO CUMPLE

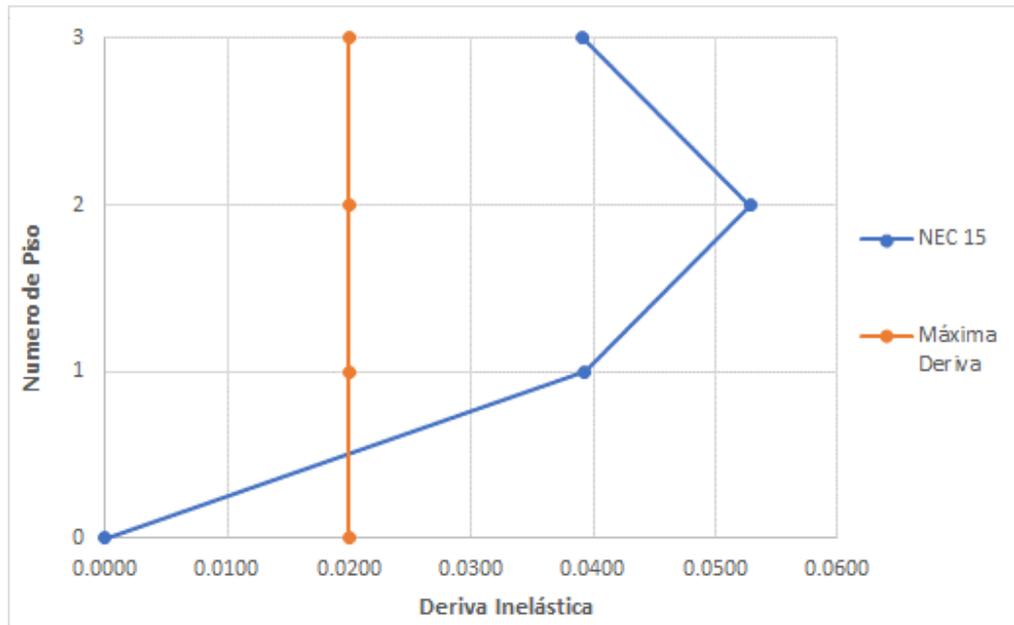
Fuente: William Campos N.

Figura 56: Derivas Inelásticas causadas por cortante dinámico- Sentido X.



Fuente: William Campos N.

Figura 57: Derivas Inelásticas causadas por cortante dinámico- Sentido Y.



Fuente: William Campos N.

Mediante las gráficas de las derivas inelásticas por cortantes dinámicos en el sentido X y Y al igual que las derivas causadas por cortante estático se puede verificar que superan el 2% coincidiendo en el piso número 2 en los dos sentidos, corroborando que la estructura necesita mayor rigidez que le permita cumplir con los parámetros establecidos en la NEC 15.

3.1.2.1.6 Elementos estructurales incorporados para cumplimiento de análisis dinámico lineal

Consiste en la modificación del sistema estructural incorporando elementos de rigidez que en nuestro caso es muros de corte.

Estos elementos como recomendación se deben colocar en los extremos de la estructura de forma que tengan simetría en los lugares colocados, con el fin de evitar en gran medida las inferencias en la parte interna.

El objetivo de implementar el reforzamiento con elementos de rigidez es lograr una menor deriva y período de vibración sin alterar en lo posible la funcionalidad arquitectónica y así cumplir con la filosofía de diseño sismorresistente con sus requerimientos para cumplir el análisis dinámico lineal, en este trabajo se pretende alcanzar un nivel de desempeño de seguridad de vida para un sismo raro con un nivel de amenaza de 475 años de periodo de retorno.

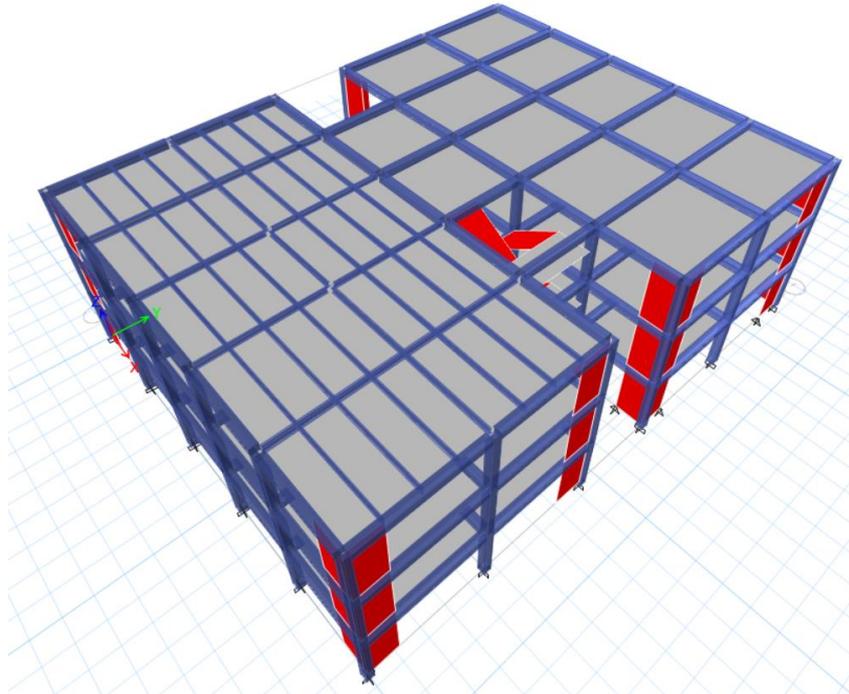
Analizando la arquitectura del edificio, la ubicación y geometría de los muros se detalla en la siguiente tabla:

Tabla 53: Geometría de elementos estructurales utilizados para mejorar la rigidez de la estructura.

ELEMENTO	UBICACIÓN	SENTIDO	LONGITUD(m)	ESPESOR (m)
Muro de corte	Eje 1,3,4 y 6	X	1.50	0.15
Muro de corte	Eje A y F	Y	1.50	0.15
$f'c=210 \text{ kg/cm}^2$				
$f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$				

Fuente: William Campos N.

Figura 58: Modelo 3D de la estructura con los muros de corte.



Fuente: ETABS.

Incorporando esta solución, realizamos nuevamente un análisis modal espectral para verificar el comportamiento de la estructura considerando el caso modal X-, relacionando los parámetros establecidos por la NEC SE DS.

3.1.2.2 Análisis de resultados implementando una solución estructural

Tabla 54: Coeficientes que dependen del tipo de edificación.

Tipo de estructura	C _t	α
Pórticos especiales de hormigón armado		
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Fuente: Peligro sísmico, Diseño sismo resistente NEC 15 parte-2, pág. 62.

Considerando la incorporación de muros estructurales en el cálculo de periodo de vibración teórico mediante la ecuación 63, el valor de alfa (α) es de 0.75 por lo que el periodo es de 0.376 y el límite permisible no debe ser mayor al 30% que resulta un valor de 0.488.

3.1.2.2.1 Periodo de Vibración

Analizamos al periodo de vibración T en la masa desplazada en la dirección X- con la ecuación 63.

$$T_a \leq T_{modal} \leq 1.3 * T_a$$

$$0.376 \leq \mathbf{0.402} \leq 0.488$$

CUMPLE

3.1.2.2.2 Masas acumuladas

Verificamos en que numero de modo de vibración la estructura acumula al menos el 90% de la participación de la masa en cada una de las direcciones horizontales principales.

Tabla 55: Masas acumuladas del modelo estructural reforzado.

Caso	Modo	Periodo seg	SumUX	SumUY
MODAL X-	1	0.402	0.0014	0.7693
MODAL X-	2	0.382	0.779	0.7708
MODAL X-	3	0.308	0.7799	0.7757
MODAL X-	4	0.114	0.7799	0.941
MODAL X-	5	0.105	0.7828	0.9411
MODAL X-	6	0.099	0.9503	0.9411
MODAL X-	7	0.082	0.9517	0.9411
MODAL X-	8	0.076	0.9536	0.9413
MODAL X-	9	0.075	0.9537	0.9766
MODAL X-	10	0.063	0.9537	0.9766
MODAL X-	11	0.058	0.9899	0.9767

MODAL X-	12	0.054	0.9902	0.9768
MODAL X-	13	0.053	0.991	0.9771
MODAL X-	14	0.05	0.991	0.9772
MODAL X-	15	0.049	0.991	0.9774

Fuente: William Campos N.

Para este edificio las masas acumuladas cumplen en el sexto modo para el eje X en el cuarto modo para el eje Y, en ambos casos dentro de los modos establecidos para el análisis.

3.1.2.2.3 Comportamiento de la Estructura

Verificamos el porcentaje de torción relativa en los tres primeros modos de vibración mediante la ecuación 65.

Tabla 56: Tipo de comportamiento del modelo estructural reforzado.

Caso	Modo	Periodo seg	UX	UY	RZ	% Torsión	TIPO
MODAL X-	1	0.402	0.0014	0.7693	0.0049	0.637%	TRASLACIONAL
MODAL X-	2	0.382	0.7776	0.0015	0.0004	0.051%	TRASLACIONAL
MODAL X-	3	0.308	0.0008	0.0049	0.7655	15622.449%	ROTACIONAL

Fuente: William Campos N.

De acuerdo a la anterior tabla, la estructura tiene un comportamiento traslacional en los dos primeros modos de vibración y rotacional en el tercer modo coincidiendo con lo propuesto por Mario Paz en su libro de Dinámica Estructural.

3.1.2.4.8.4 Cortante Basal Estático vs Dinámico

Realizamos un reajuste del corte basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico y verificamos que el 85% para estructuras irregulares.

Tabla 57: Cortante basal estáticos Vs Cortante basal dinámico. (Estructura reforzada).

Cortante basal Estático vs Dinámico				
Tipo	Sentido	Cortante (Ton)	Vdinámico/VEstático	Observación
Dinámico	ESPECT X	233.59	85.36%	CUMPLE
Estático	SX	273.64		
Dinámico	ESPECT Y	234.50	85.69%	CUMPLE
Estático	SY	273.64		

Fuente: William Campos N

3.1.2.2.4 Derivas de piso

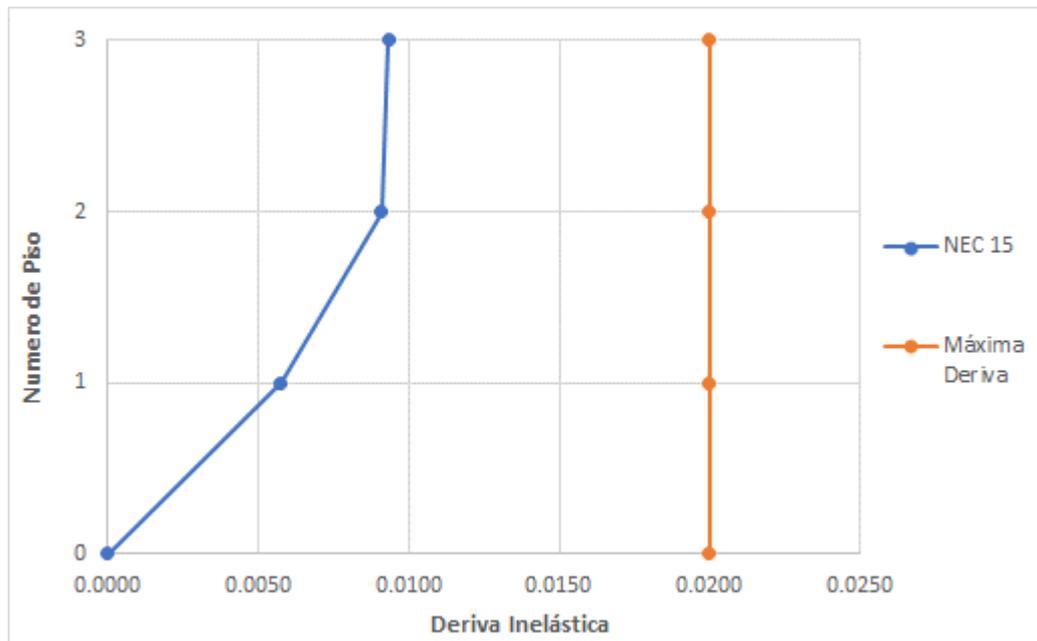
De igual manera para el cálculo de derivas de piso utilizamos inercias agrietadas para los elementos estructurales y verificamos mediante la ecuación 67 que verifica que la deriva inelástica no supere la deriva máxima esperada como fracción de la altura de piso.

Tabla 58: Derivas inelásticas causadas por cortantes estáticos.

PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
SENTIDO X				
N+3.24	SX	0.000959	0.0058	CUMPLE
N+6.48	SX	0.001518	0.0091	CUMPLE
N+9.72	SX	0.001556	0.0093	CUMPLE
SENTIDO Y				
N+3.24	SY	0.001043	0.0063	CUMPLE
N+6.48	SY	0.001682	0.0101	CUMPLE
N+9.72	SY	0.001793	0.0108	CUMPLE

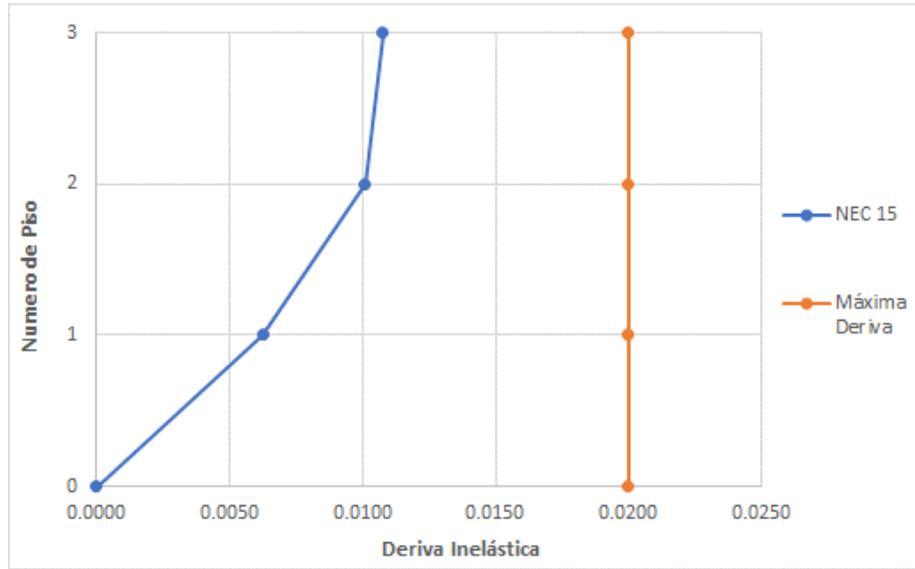
Fuente: William Campos N.

Figura 59: Derivas Inelásticas causadas por cortante estático- Sentido X.



Fuente: William Campos N.

Figura 60: Derivas Inelásticas causadas por cortante estático- Sentido Y.



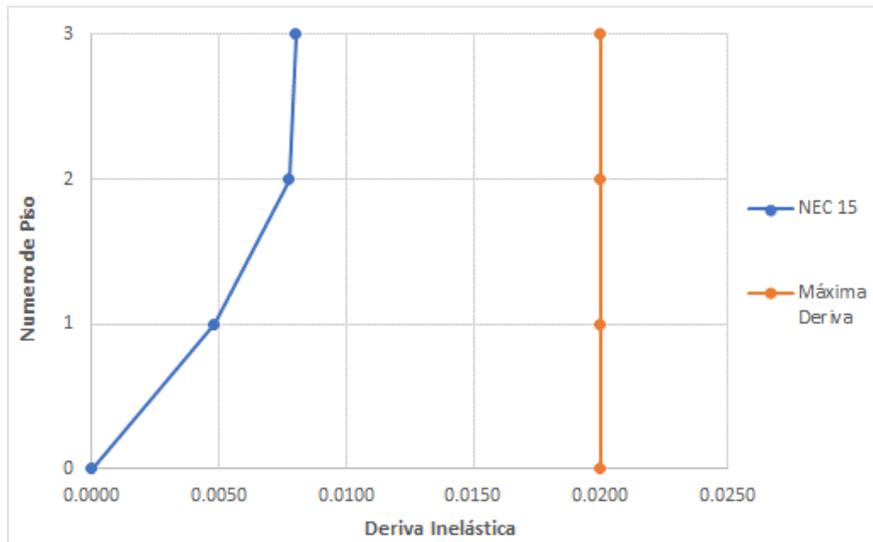
Fuente: William Campos N.

Tabla 59: Derivas inelásticas causadas por cortantes dinámicos.

PISO	CARGA	ΔE	ΔM	OBSERVACIÓN
SENTIDO X				
N+3.24	ESPECT X	0.000803	0.0048	CUMPLE
N+6.48	ESPECT X	0.001292	0.0078	CUMPLE
N+9.72	ESPECT X	0.001338	0.0080	CUMPLE
SENTIDO Y				
N+3.24	ESPECT Y	0.000899	0.0054	CUMPLE
N+6.48	ESPECT Y	0.001475	0.0089	CUMPLE
N+9.72	ESPECT Y	0.001596	0.0096	CUMPLE

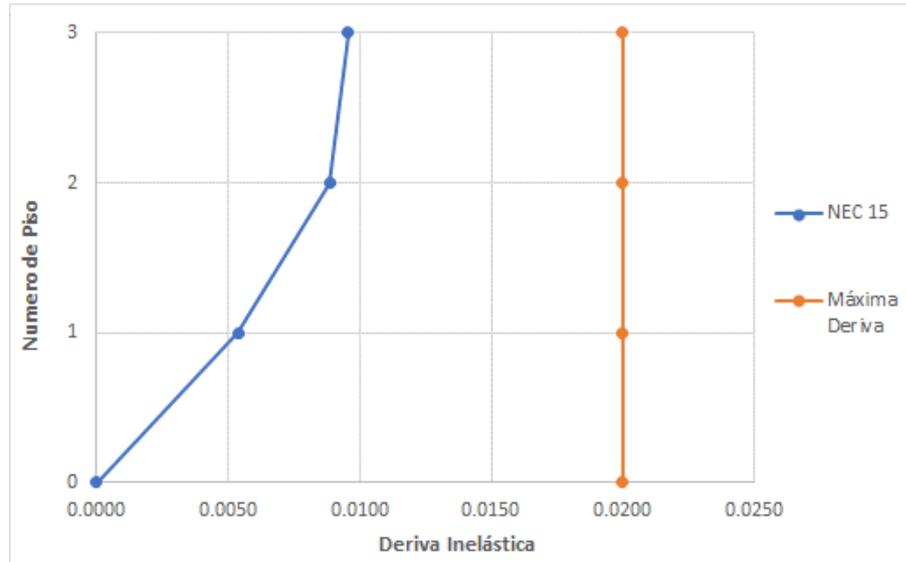
Fuente: William Campos N.

Figura 61: Derivas Inelásticas causadas por cortante dinámico- Sentido X.



Fuente: William Campos N.

Figura 62: Derivas Inelásticas causadas por cortante dinámico- Sentido Y.



Fuente: William Campos N.

Mediante las gráficas de las derivas inelásticas por cortantes dinámicos en el sentido X y Y al igual que las derivas causadas por cortante estático se puede verificar que están por debajo del 2%.

El modelo en base a los resultados obtenidos del análisis dinámico lineal la estructura se encuentra estabilizada y cumple con los parámetros establecidos en la NEC SE DS para un análisis espectral modal.

3.1.2.3 Conjunto de combinación de cargas para la verificación de elementos estructurales

El conjunto de cargas para verificación de elementos estructurales son las descritos por la NEC 15 en su capítulo de cargas no sísmicas de su numeral 3.4.3.a ubicado en la página 29, en los cuales se consideran los efectos más desfavorables para determinar el estado límite de resistencia de cada elemento [35].

Las Combinaciones utilizadas son las siguientes:

1.4 D

1.2 D +1.6 L

1.2 D +1.0 L +1.0 E

0.9 D+1.0 E

Donde:

D: Carga Muerta.

L: Carga viva.

E: Carga sísmica.

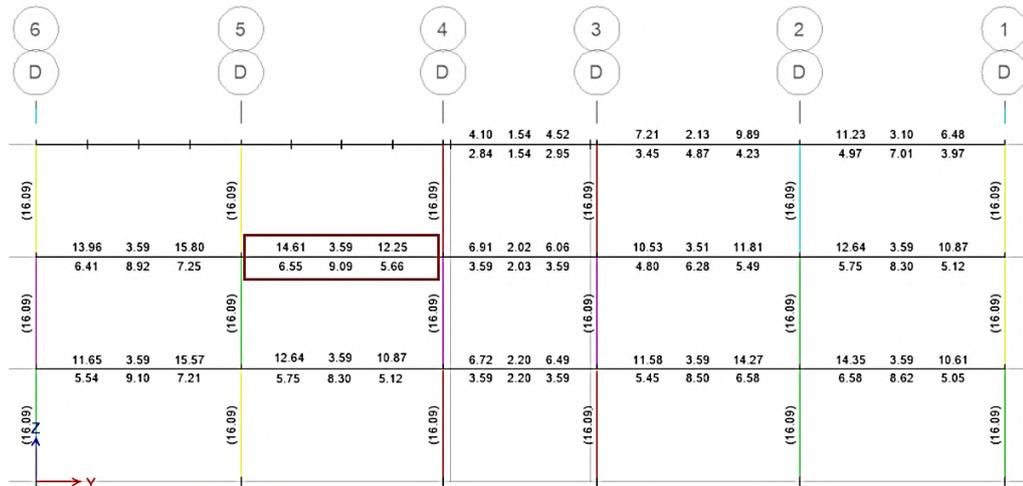
3.1.2.4 Análisis de los elementos estructurales

Para este chequeo se quitó la inercia fisurada y se devolvió la inercia completa de los elementos estructurales con el fin de obtener.

3.1.2.4.1 Análisis en vigas

Los análisis están enfocados al tramo de viga más crítica, que es la situación más desfavorable y guarda un margen de seguridad con relacion a los demás elementos que no soporten la demanda solicitada.

Figura 63: Requerimiento en la viga más demanda, ubicada en el eje D del nivel N+6.48.



Fuente: ETABS.

Como se aprecia en la figura anterior la mayor cantidad de acero en vigas se requiere en el eje D ya que es uno de los pórticos donde está asentado el tablero de losa que abarca el pasillo al cual la NEC le asigna una carga viva de 400kg/cm².

Tabla 60: Refuerzo de viga en base al momento solicitante.

	Momento de diseño (-) (Ton - m)	Momento de diseño (+) (Ton - m)	Refuerzo momento (-) (cm2)	Refuerzo momento (+) (cm2)	Refuerzo mínimo (cm2)	Refuerzo requerido (cm2)
Superior (+ 2ejes)	-14.52	-	14.61	-	3.59	14.61
Inferior (-2ejes)	-	7.26	-	6.54	3.59	6.55

Fuente: ETABS.

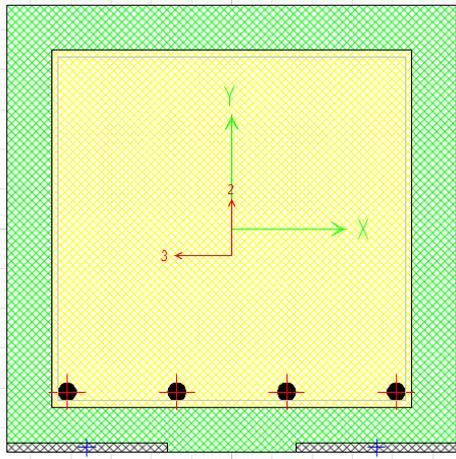
La cantidad de acero que se tiene en la sección de viga existentes a cada extremo es de 7.7cm^2 y lo requerido es de 14.52cm^2 , lo cual no cumple con el reforzamiento a flexión, en la zona central de la viga el armado requerido es de 7.26cm^2 , y el que se tiene es de 4.62cm^2 , lo cual requiere de un reforzamiento para llegar a la cantidad de acero que se necesita.

El acero que se debe completar en la viga en la parte superior es de 6.82cm^2 , se utilizará una platina de 125×7 mm cuya área es de 8.75cm^2 para el reforzamiento superior, en la zona inferior se debe completar con 2.64cm^2 , se utilizará un ángulo de $50 \times 50 \times 6$ mm que tiene un área de 2.70cm^2 .

❖ Análisis a flexión

Para obtener la capacidad resistente de la viga se utilizará el diagrama momento curvatura de la sección.

Tabla 61: Momento y curvatura (fluencia y ultimo) de la viga reforzada a momento negativo.

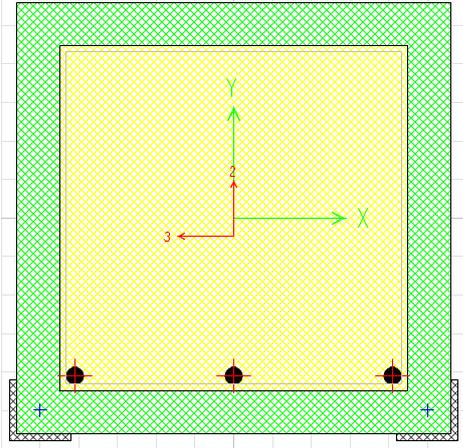


Momento de fluencia My (ton-m)	Curvatura de fluencia $\phi(y)$ (1/m)	Momento último Mu (ton-m)	Curvatura última $\phi(u)$ (1/m)
16.18	0.00735	16.61	0.1050

Fuente: William Campos N.

Para el análisis de la viga se ha modelado de forma invertida con lo cual estamos representando que el acero de refuerzo y el perfil de acero se encuentran trabajando a flexión.

Tabla 62: Momento y curvatura (fluencia y ultimo) de la viga reforzada a momento positivo.



Momento de fluencia My (ton-m)	Curvatura de fluencia $\phi(y)$	Momento último Mu	Curvatura última $\phi(u)$
10.15	0.00588	14.46	0.166

Fuente: William Campos N.

Tabla 63: Comparación del momento de demanda con el momento resistente.

	Momento de demanda (Ton - m)	Momento resistente ϕMy (Ton - m)	Observación
Superior	14.52	14.56	CUMPLE
Inferior	7.26	9.14	CUMPLE

Fuente: William Campos N.

Se observa que el momento resistente de la viga reforzada cumple con el momento de demanda de la viga.

❖ **Análisis a corte**

Se presenta los resultados de las fuerzas cortantes de diseño de la viga reforzada más demandada.

Tabla 64: Comparación del momento de demanda con el momento resistente.

Cote/Torsión para Vu2 y Tu				
Refuerzo Avs (cm ² /m)	Diseño Vu2 (Ton)	Diseño Tu (Ton-m)	Diseño Mu3 (Ton-m)	Diseño Pu (Ton)
0.11	17.11	0.05	-14.52	0.00
Fuerzas de Diseño				
Factorizado Vu2 (Ton)	Factorizado Mu3 (Ton)	Diseño Vu2 (Ton)	Capacidad Vp (Ton)	Gravedad Vg (Ton)
13.27	-14.52	17.11	5.03	12.08

Fuente: William Campos N.

De los datos obtenidos se chequea que cumpla con el acero mínimo de corte, con la expresión del ACI 318-14 que se detalla a continuación:

$$A_{v\text{mín}} = 0.0625 * \sqrt{f'c} \frac{b*s}{f_y} \geq 0.035 * \frac{b*s}{f_y} \quad (\text{Ec } 68)$$

Donde:

A_vmín: Acero mínimo de corte

f'c: Resistencia a la compresion del hormigon.

b: base de la seccion de viga.

s: separacion entre estribos.

f_y: fluecnia del acero de refuerzo.

$$A_{v\text{mín}} = 0.0625 * \sqrt{210\text{kg/cm}^2} \frac{(35 * 10)\text{cm}^2}{4200\text{kg/cm}^2} \geq 0.035 * \frac{(35 * 10)\text{cm}^2}{4200\text{kg/cm}^2}$$

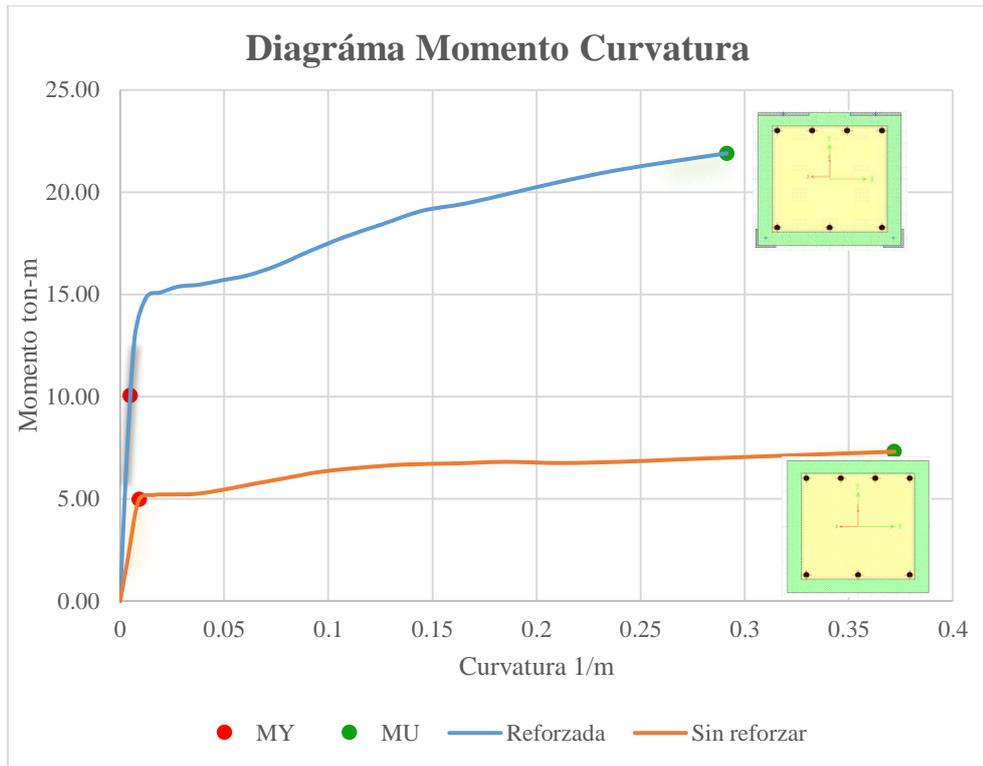
$$A_{v\text{mín}} = 0.0754 \geq 0.0291$$

$$A_{vs \text{ calculado}} \geq A_{v \text{ mín}}$$

$$0.11 > 0.0754 \quad \text{CUMPLE}$$

Considerando que la viga con la armadura transversal detallada al inicio resite el cortante de demanda se colocan platinas para la sujecion de los angulos como se detallan en los planos con fin cnstructivo mas no por requerimiento estructural.

Figura 64: Diagrama momento curvatura de la viga sin reforzar vs viga reforzada.



Fuente: William Campos N.

Tabla 65: Momento de fluencia y momento último de la viga sin reforzar y viga reforzada.

	Momento de fluencia	Curvatura de fluencia	Momento último	Curvatura última
	My (ton-m)	$\phi(y)$	Mu	$\phi(u)$
Viga sin reforzar	4.96	0.00918	7.31	0.372
Viga reforzada	10.06	0.004822	13.60	0.160

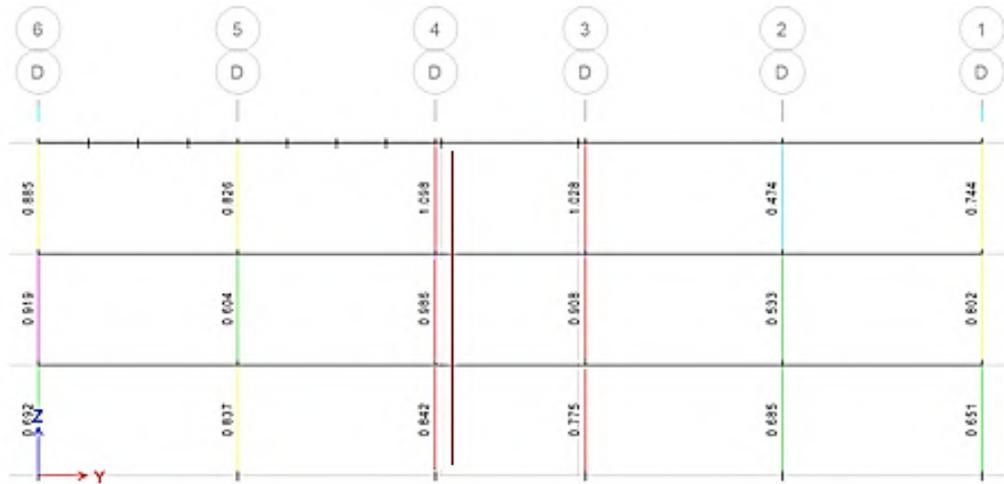
Fuente: William Campos N.

Se observa en los resultados que el momento de fluencia (MY) y momento último (MU) de la viga reforzada es mucho mayor al de la viga sin reforzar, sin embargo, la capacidad de deformarse de la viga sin reforzar es mucho mayor, es decir la viga reforzada ha perdido algo de ductilidad.

3.1.2.4.2 Análisis en Columnas

La columna se encuentra trabajando en una relación de demanda capacidad de 1.098, cuya carga y momento es de 40.84 ton y 10.64 ton-m respectivamente, los ángulos seleccionados para el reforzamiento deben ser tal que absorba completamente la carga de 40.84 ton. La columna reforzada se analizará bajo el diagrama de iteraciones.

Figura 65: Relacion de demanda capacidad en columnas más solicitadas del eje D.



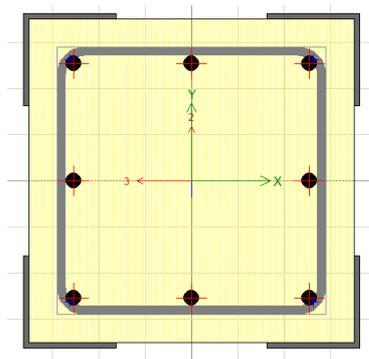
Fuente: ETABS.

❖ Chequeo a Flexo-compresión

El perfil de ángulo seleccionado para el reforzamiento de la sección es de 100x100x6mm.

Las columnas que no resisten la demanda, han sido reforzadas en base a la columna más solicitada para así analizar con la curva de iteraciones obtenidas en el SAP 2000, con las combinaciones de cargas correspondientes establecidas por la NEC 15.

Figura 66: Sección modelada con los ángulos metálicos.



Fuente: SAP 2000.

La columna se encuentra a una demanda capacidad de 0.913 como se puede observar en el siguiente gráfico.

Figura 67: Demanda-capacidad de la sección de columna 35x35 reforzada.

COMBO ID	STATION LOC	CAPACITY RATIO	MAJOR SHEAR REINFORCEMENT	MINOR SHEAR REINFORCEMENT
DCon1	0.0000	0.257	0.00000	0.00000
DCon1	1.4400	0.123	0.00000	0.00000
DCon1	2.8800	0.205	0.00000	0.00000
DCon2	0.0000	0.811	0.03017	0.00000
DCon2	1.4400	0.251	0.03017	0.00000
DCon2	2.8800	0.913	0.03017	0.00000
DCon3	0.0000	0.355	0.00000	0.00000
DCon3	1.4400	0.199	0.00000	0.00000
DCon3	2.8800	0.413	0.00000	0.00000
DCon4	0.0000	0.792	0.03017	0.00000
DCon4	1.4400	0.184	0.03017	0.00000
DCon4	2.8800	0.820	0.03017	0.00000
DCon5	0.0000	0.788	0.03017	0.03017
DCon5	1.4400	0.188	0.03017	0.03017
DCon5	2.8800	0.820	0.03017	0.03017

Fuente: ETABS.

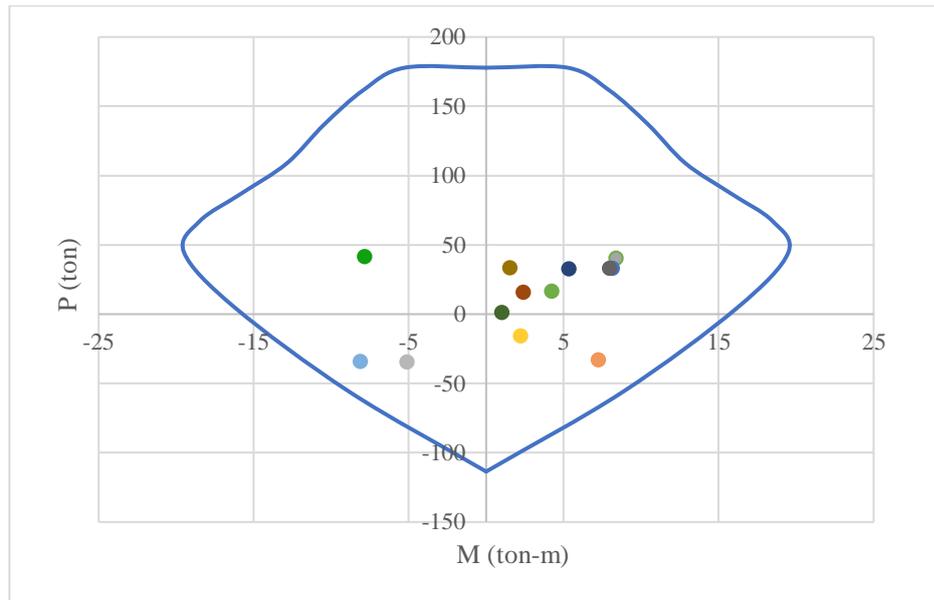
Verificamos que las combinaciones de cargas de encuentren dentro del diagrama de iteraciones de la columna en los dos sentidos de análisis.

Tabla 66: Puntos del diagrama de iteraciones de columna de 35x35 reforzada.

Puntos	P (Ton)	M3 (ton-m)	-M3 (ton-m)
1	177.8255	0	0
2	177.8255	5.2542	-5.2542
3	161.6971	7.9203	-7.9203
4	136.9881	10.4389	-10.4389
5	108.8671	12.8555	-12.8555
6	87.0737	15.7893	-15.7893
7	67.2351	18.4686	-18.4686
8	44.4531	19.4908	-19.4908
9	4.5741	16.1961	-16.1961
10	-56.2626	8.7942	-8.7942
11	-113.5632	0	0

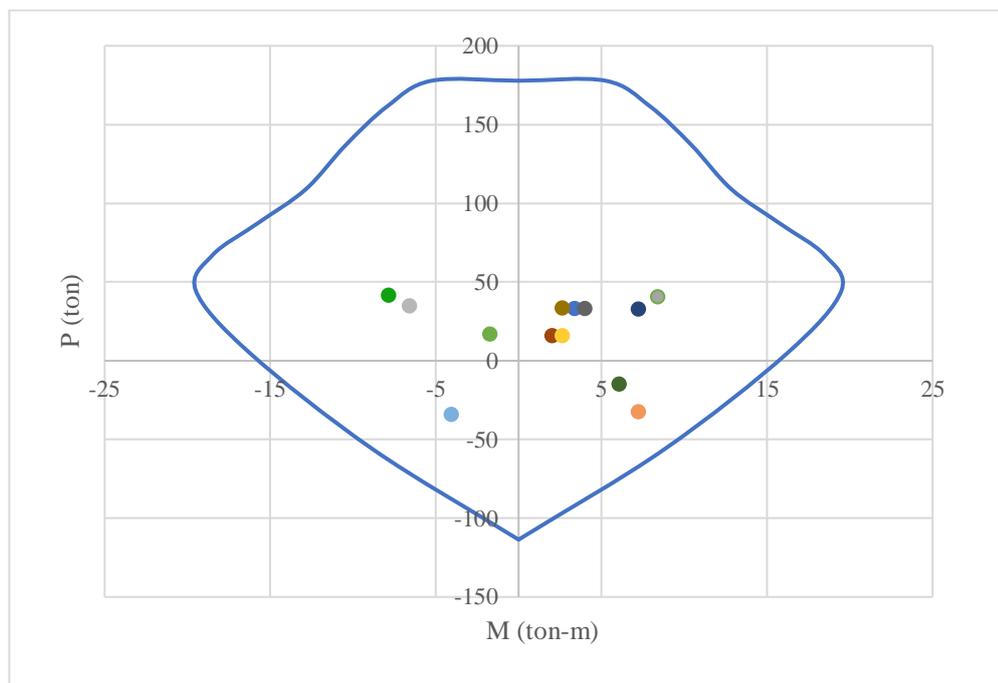
Fuente: William Campos N.

Figura 68: Diagrama de iteraciones sentido X, columna 35x35 reforzada.



Fuente: William Campos N.

Figura 69: Diagrama de iteraciones sentido Y, columna 35x35 reforzada.



Fuente: William Campos N.

Como se observa todas las cargas se encuentran dentro del diagrama de iteraciones de la columna reforzada, por lo que el reforzamiento utilizado en la columna es el adecuado.

❖ **Análisis a corte**

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d \quad (\text{Ec 69})$$

Donde:

f'_c : Resistencia a compresión del hormigón

b : base de la columna

d : peralte efectivo de la columna

$$d = 35\text{cm} - (2.5\text{cm} + 1\text{cm} + \frac{1.6}{2})$$

$$d = 30.7\text{cm}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210\text{kg/cm}^2} * 35\text{cm} * 30.7\text{cm}$$

$$V_c = 8252\text{kg}$$

$$V_s = A_v * f_y * \frac{d}{s} \quad (\text{Ec 70})$$

A_v : Área de acero transversal

s : Espaciamiento entre estribos

$$V_s = (2 * 0.785\text{cm}^2) * 4200 \text{kg/cm}^2 * \frac{30.7\text{cm}}{10}$$

$$V_s = 20246.58 \text{kg}$$

La capacidad resistente de la columna sin reforzar es de 20246.58 Kg por lo que se verifica que los cortantes últimos no superan la resistencia a corte de la columna. Lo que quiere decir que no necesita refuerzo transversal para corte, pero como anteriormente mencionamos esto colocamos por necesidad constructiva y para darle sujeción al refuerzo longitudinal como se detalla en los planos.

El área de acero faltante en las secciones fue compensada con el refuerzo de elementos mediante el encamisado, más aún en ETABS se procedió a colocar las áreas de acero requeridas para los elementos, como se detalla en la siguiente tabla:

Tabla 67: Elementos estructurales con cantidad de acero requerida de acuerdo a las cargas establecidas.

ELEMENTO	DIMENSIONES (m)	CANTIDAD DE ACERO (cm ²)
VIGA X	b= 0.35	Asup=14.52
	h=0.35	Ainf=7.26
VIGA Y	b= 0.35	Asup=14.52
	h=0.35	Ainf=7.26
COLUMNA	b= 0.35	As=24.12
	h=0.35	

Fuente: William Campos N.

3.1.2.5 Análisis Estático no Lineal

Realizamos un análisis estático no lineal para determinar la curva capacidad de la estructura a medida que se le incrementa la carga lateral y mediante la metodología de la linealización equivalente expuesto en el capítulo I se determina el punto de desempeño que tiene la estructura para la demanda aplicada, basada en la metodología FEMA 440, es necesario enfatizar que para realizar este análisis se modela únicamente el sistema resistente a carga lateral.

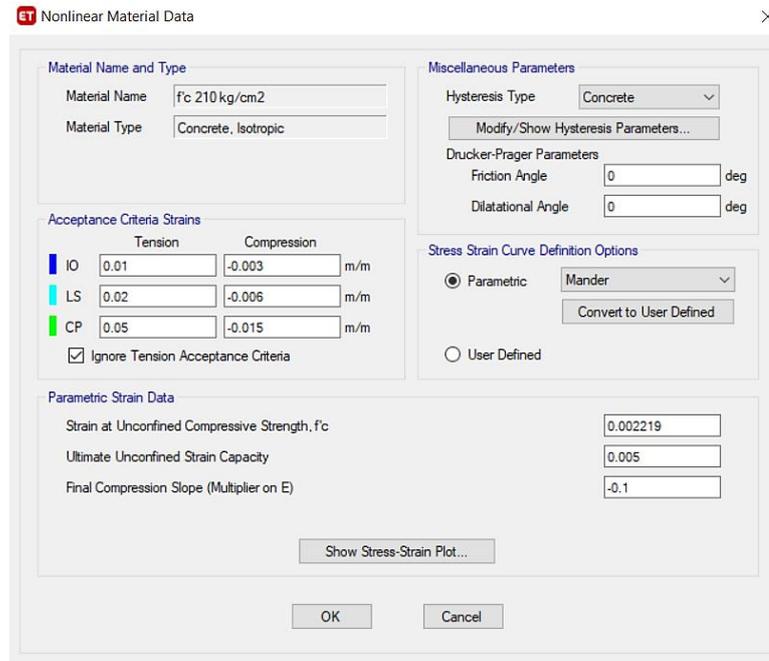
Para obtener la curva de capacidad del edificio realizamos lo siguiente:

- ❖ Asignar las propiedades no lineales a los materiales.
- ❖ Asignación de armaduras de secciones.
- ❖ Determinación de rotulas plásticas en cada uno de los elementos.
- ❖ Asignación de un caso de cargas de estado de servicio (Carga gravitacional no lineal).
- ❖ Asignación del caso de cargas no lineales PUSHOVER [36].

3.1.2.5.1 Modelo de comportamiento no lineal para los materiales

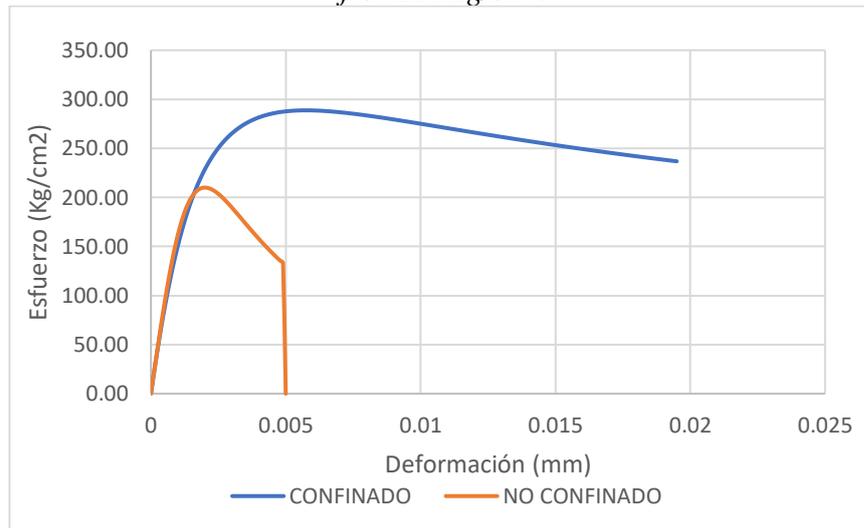
Empleamos el modelo de Mander para concreto confinado el mismo que está relacionado a la cuantía del acero transversal tanto en vigas como en columnas, en el siguiente grafico se muestra el diagrama esfuerzo - deformación para un hormigón con un $f'c=210$ kg/cm².

Figura 70: Parámetros no lineales del hormigón.



Fuente: ETABS.

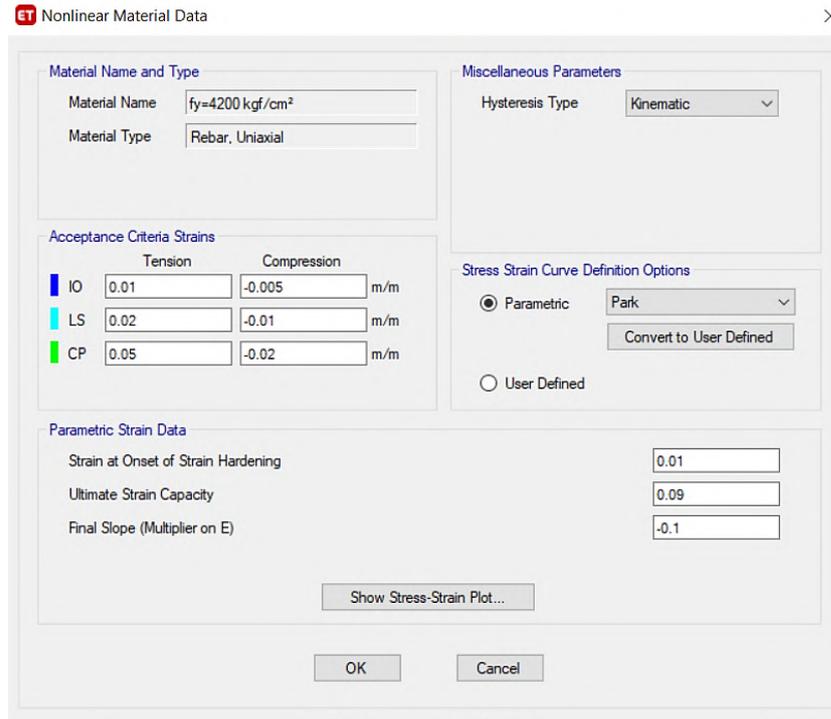
Figura 71: Modelo de Mander para concreto confinado y no confinado, $f'c=210\text{Kg/cm}^2$.



Fuente: William Campos N.

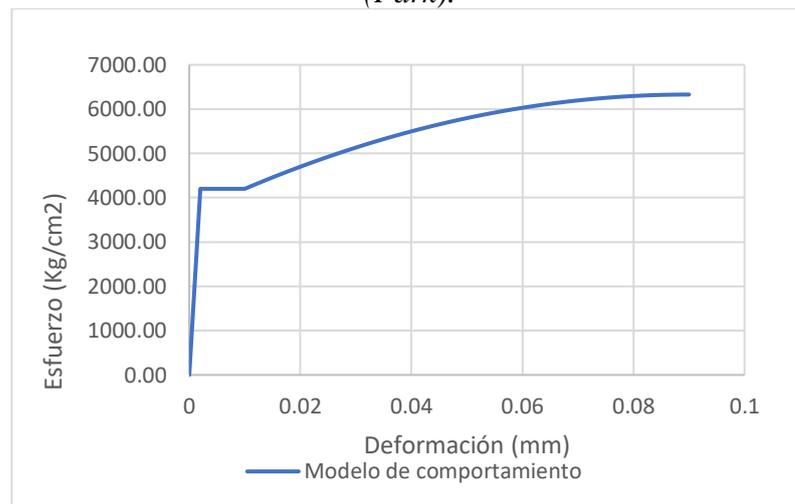
En el comportamiento no lineal del acero utilizamos el modelo de Park, el cual representa el diagrama esfuerzo- deformación para el acero con un $f_y= 4200\text{kg/cm}^2$.

Figura 72: Parámetros no lineales del Acero.



Fuente: ETABS.

Figura 73: Diagrama esfuerzo-deformación del acero de refuerzo, $f_y=4200\text{kg/cm}^2$. (Park).



Fuente: William Campos N.

3.1.2.5.2 Definición de cantidad de acero para elementos estructurales.

La cantidad de acero está definida en función de las secciones óptimas para resistir las solicitaciones definidas en la tabla 56 tanto para vigas como para columnas que corresponden al equivalente de las secciones que necesitan ser reforzadas,

manteniendo el área de acero dispuesta inicialmente para las secciones que resisten la demanda.

Para ejemplificar realizamos el procedimiento de asignación de acero para una viga y columna tipo, lo cual debemos modificar en las secciones del modelado [36].

Figura 74: Colocación de la cuantía de acero requerida en viga.

ET Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: $f_y=4200 \text{ kgf/cm}^2$

Confinement Bars (Ties): $f_y=4200 \text{ kgf/cm}^2$

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid

Top Bars: 4.2 cm

Bottom Bars: 4.2 cm

Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams

Top Bars at I-End: 14.52 cm²

Top Bars at J-End: 14.52 cm²

Bottom Bars at I-End: 7.26 cm²

Bottom Bars at J-End: 7.26 cm²

OK Cancel

Fuente: ETABS.

Figura 75: Colocación de la cuantía de acero requerida en columna.

ET Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: $f_y=4200 \text{ kgf/cm}^2$

Confinement Bars (Ties): $f_y=4200 \text{ kgf/cm}^2$

Reinforcement Configuration

Rectangular

Circular

Confinement Bars

Ties

Spirals

Check/Design

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: 3 cm

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 4

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 4

Longitudinal Bar Size and Area: 16 mm, 2.01 cm²

Corner Bar Size and Area: 16 mm, 2.01 cm²

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area: 10 mm, 0.79 cm²

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 15 cm

Number of Confinement Bars in 3-dir: 4

Number of Confinement Bars in 2-dir: 4

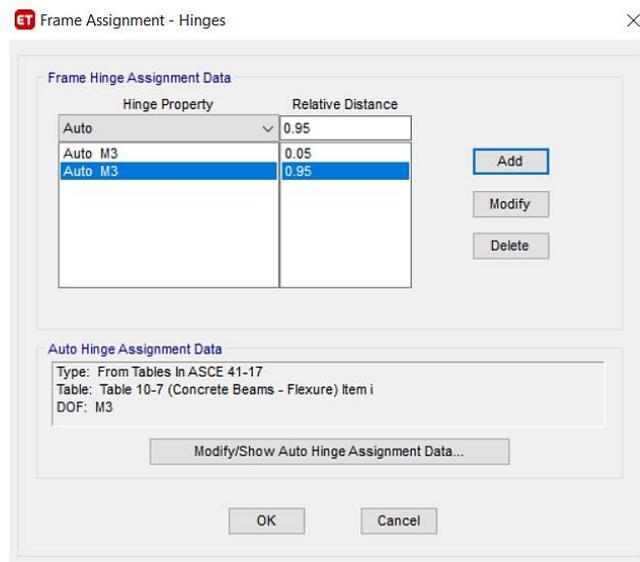
OK Cancel

Fuente: ETABS.

3.1.2.5.3 Asignación de las rótulas plásticas

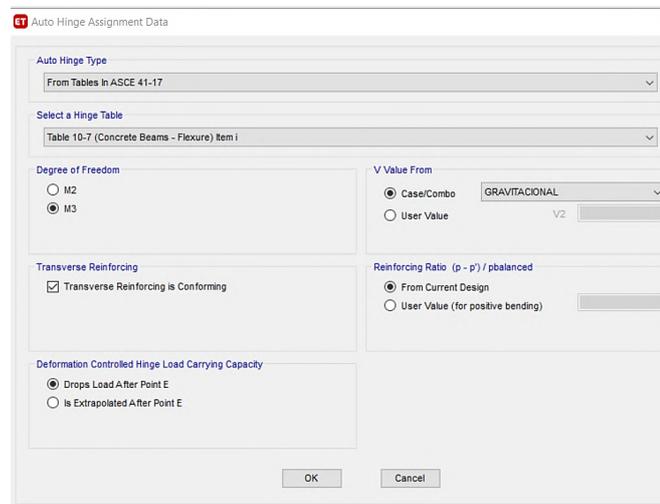
La asignación de rótulas plásticas se realiza en las zonas donde se espera fluencia de la sección permitiendo definir la capacidad individual de los elementos que conforman la estructura [3]. Considerando que no hay teoría concreta a que distancia va la rótula plástica en elementos estructurales o un proceso fijo el cual seguir, para el presente trabajo establecimos al 5% y 95% de la longitud en cada extremo de las vigas y columnas establecido para estructuras de hormigón propuesto por el FEMA 356 (Federal Emergency Management Agency) [37].

Figura 76: Longitudes relativas de las rótulas plásticas en vigas.



Fuente: ETABS.

Figura 77: Propiedades de la rótula plástica en vigas.

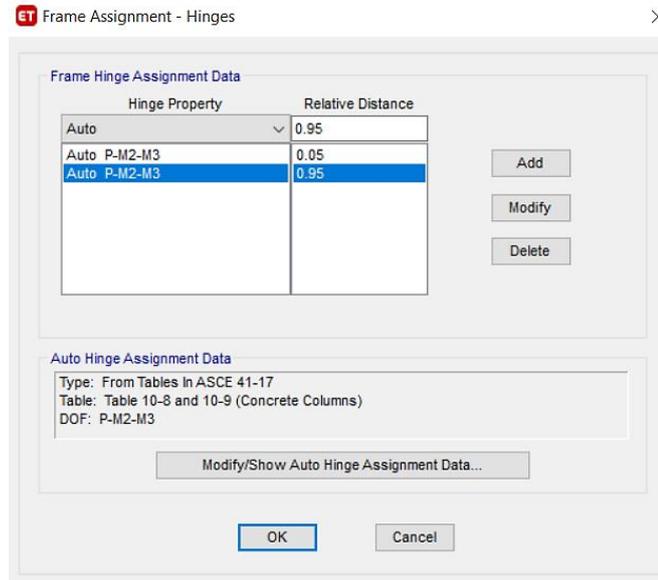


Fuente: ETABS.

Las rotulas plásticas en columnas de igual manera se establecieron al 5% y 95% de acuerdo a lo planteado por el FEMA 356.

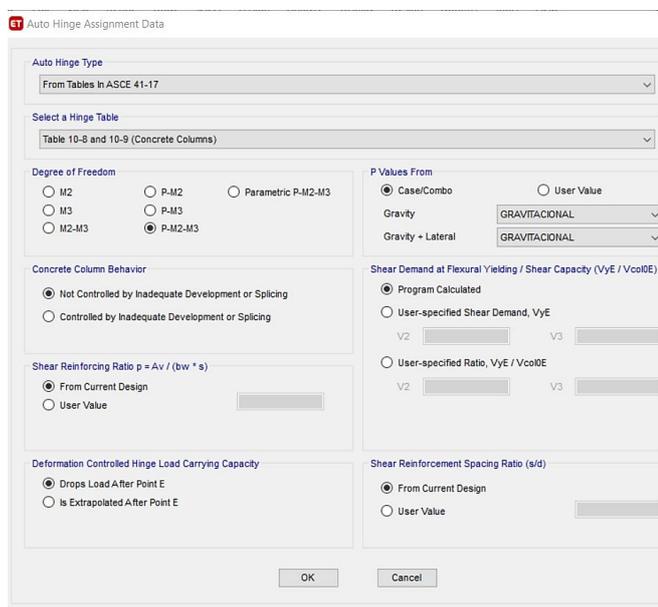
En las columnas asigna las cargas para las que trabaja como es la carga axial y momentos, además detallar que trabaja a flexo compresión [38].

Figura 78: Longitudes relativas de las rotulas plásticas en columnas.



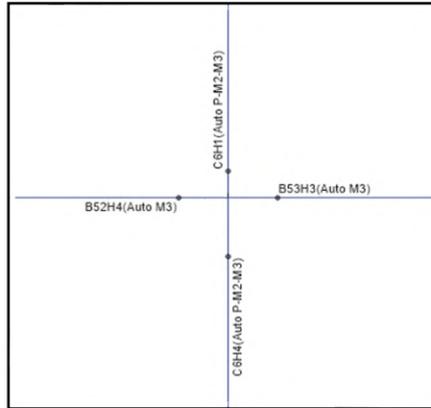
Fuente: ETABS.

Figura 79: Propiedades de la rótula plástica en columnas.



Fuente: ETABS.

Figura 80: Representación de la rótula plástica.



Fuente: ETABS.

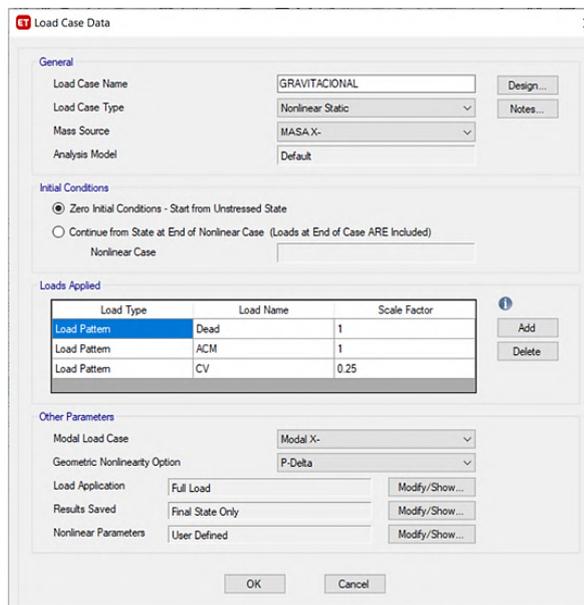
Al colocar en esta posición las rotulas plásticas, asegura también que se cumpla el principio de columna fuerte y viga débil.

3.1.2.5.4 Carga no Lineal Gravitacional

Se define un patrón de cargas gravitacionales para tener en cuenta la deformación a la cual está expuesta la estructura antes de ser sometida por una sollicitación sísmica, utilizamos la masa que es la más desfavorable anteriormente determinada siendo en el sentido X- depurando las masas desplazadas en los otros sentidos con el fin de evitar confusión de datos en el software, así como considerar los efectos P-delta.

Este patrón de carga está conformado por el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva según indica la NEC 2015.

Figura 81: Patrón de carga gravitacional.



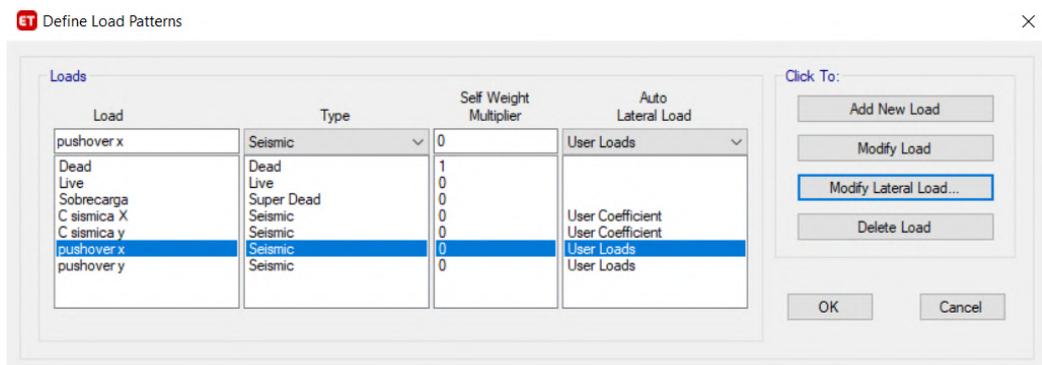
Fuente: ETABS.

3.1.2.5.5 Carga no Lineal lateral

Esta carga inicia cuando finaliza la carga gravitacional no lineal, misma que se añaden dos casos de carga para considerar las acciones del sismo en sentido X y Y de análisis de la estructura, se toma en cuenta un patrón de carga lateral nuevo llamado Push Over tanto en X como en Y en forma de triángulo invertido que se aplica hasta el colapso [22].

En dicho patrón de cargas ya no consideramos una excentricidad ya que inicialmente trabajamos con una masa ya desplazada en la cual se generaba el mayor periodo de vibración.

Figura 82: Patrones de carga de carga no lineal lateral.



Fuente: ETABS.

La carga lateral no lineal es controlada por los desplazamientos que son medidos en base a un nodo de control (d_{top}) que se ubica en el último piso lo más cercano al centro de masas, el cual está considerado en base a la deriva siendo su límite menor de 2% y el límite mayor el 4% de la altura total del edificio que tiene un valor de 0.5184m, según la consideración del FEMA 356.

Figura 83: Definición de carga no lineal lateral sentido X.

Load Case Data

General

Load Case Name: PUSH X [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Mass Source: MASA X-

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: GRAVITACIONAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	pushover x	1

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: MODAL X-

Geometric Nonlinearity Option: P-Delta

Load Application: Displacement Control [Modify/Show...]

Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Fuente: ETABS.

Figura 84: Control de aplicación de la carga sentido X.

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

Full Load

Displacement Control

Quasi-Static (run as time history)

Control Displacement

Use Conjugate Displacement

Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of: 0.5184 m

Monitored Displacement

DOF/Joint: U1 Story3 16

Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements

None [Modify/Show...]

Quasi-static Parameters

Time History Type: Nonlinear Direct Integration History

Output Time Step Size: 1 sec

Mass Proportional Damping: 0 1/sec

Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha: 0

[OK] [Cancel]

Fuente: ETABS.

En el presente trabajo consideramos como mínimo el desplazamiento permitido que es el 2% de la altura (Deriva de piso), lo que garantiza que la estructura se analice en el rango no lineal.

En nodo de control asignado es el número 16 (d' top) que se acerca más al centro de masas en el último piso y será utilizado en los dos sentidos X y Y.

Figura 85: Definición de carga no lineal lateral sentido Y.

Load Case Data

General

Load Case Name: PUSH Y [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Mass Source: MASA X-

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: GRAVITACIONAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	pushovery	1

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: MODAL X-

Geometric Nonlinearity Option: P-Delta

Load Application: Full Load [Modify/Show...]

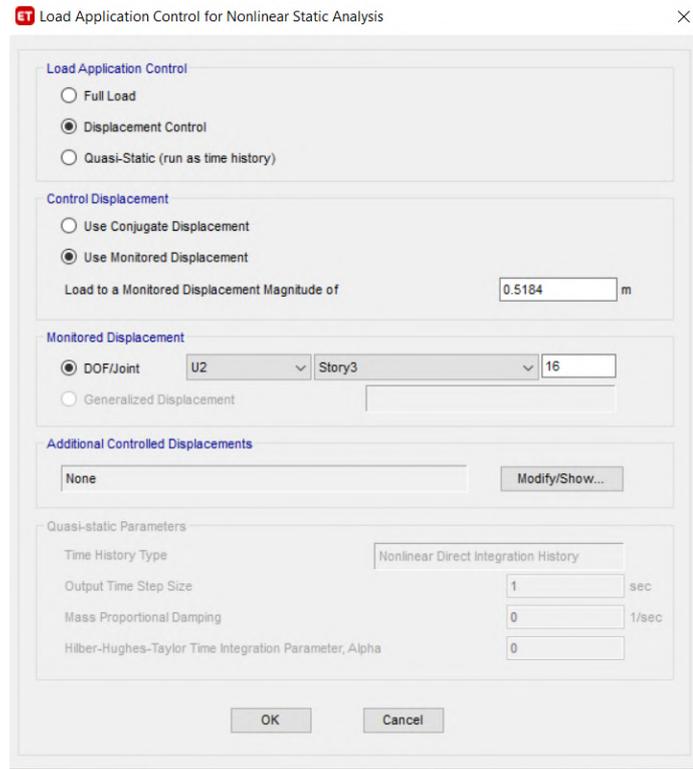
Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Fuente: ETABS.

Figura 86: Control de aplicación de la carga sentido Y.



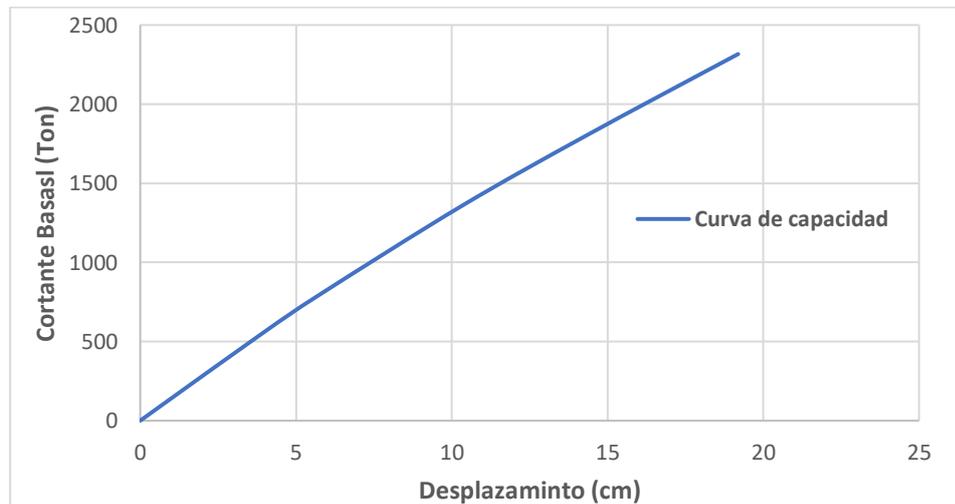
Fuente: ETABS.

3.1.2.6 Resultados del análisis PUSH OVER – no lineal

3.1.2.6.1 Curva de capacidad

La curva de capacidad es la representación de la capacidad de absorber fuerza lateral que tiene la estructura, la cual la hace relacionando el cortante total de la base con el desplazamiento en el último piso de la estructura.

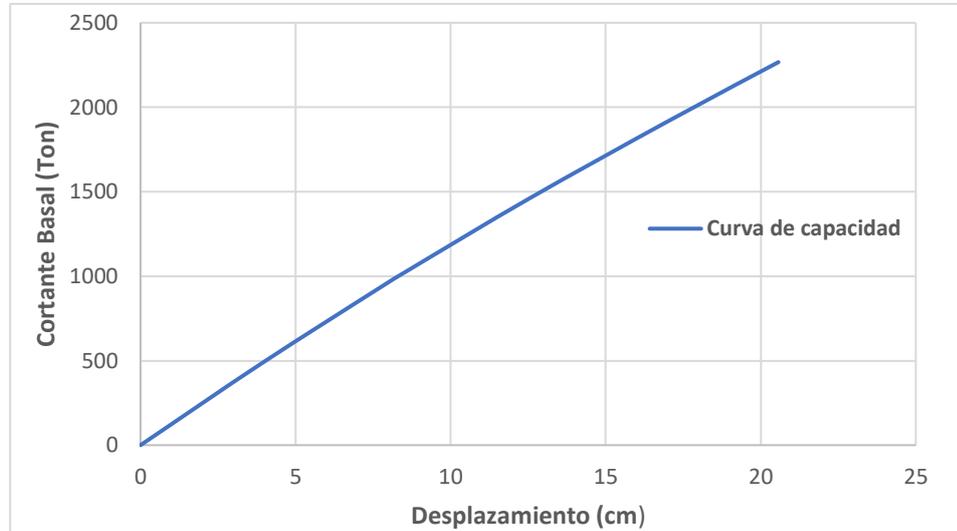
Figura 87: Curva Capacidad sentido X.



Fuente: William Campos N.

La curva de capacidad en el sentido X de la estructura que tiene como un cortante último 2316.35 ton como un desplazamiento último de 19.19 cm, el comportamiento de la curva es casi lineal debido a la gran rigidez que los muros aportan a la estructura.

Figura 88: Curva capacidad sentido Y.



Fuente: William Campos N.

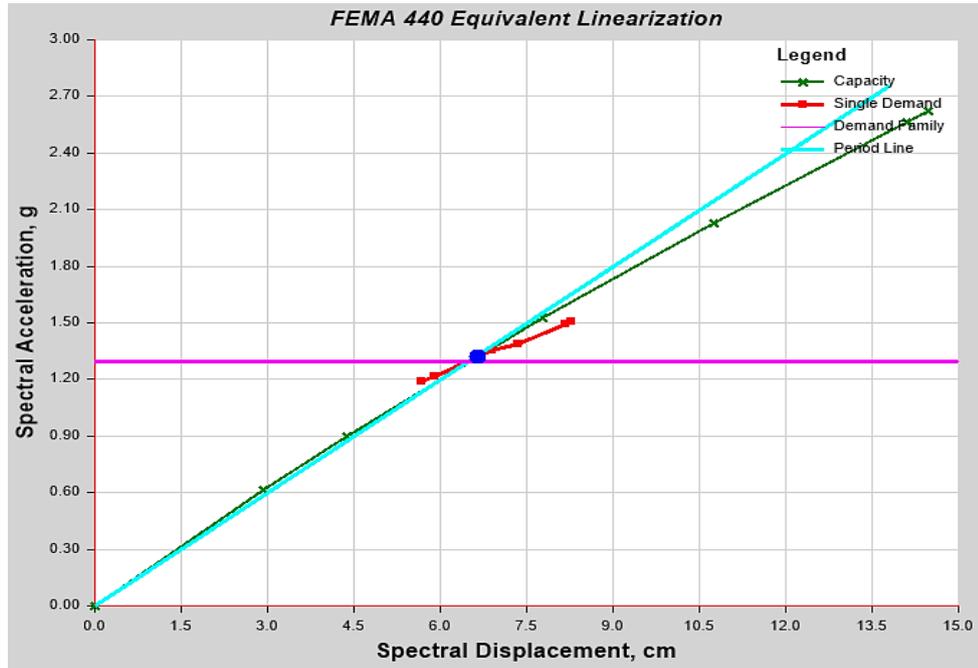
La curva de capacidad en el sentido Y de la estructura que tiene como un cortante último 2267.03 Ton como un desplazamiento último 20.57 cm, y de igual manera su comportamiento es casi lineal.

3.1.2.6.2 Punto de desempeño

El punto de desempeño se obtendrá con la intersección del espectro de capacidad de la estructura y los espectros elásticos de respuesta sísmica según el procedimiento indicado en el FEMA 440 [24].

❖ Sentido X – Sismo Raro

Figura 89: Punto de desempeño - sismo Raro. Dirección X.



Fuente: ETABS.

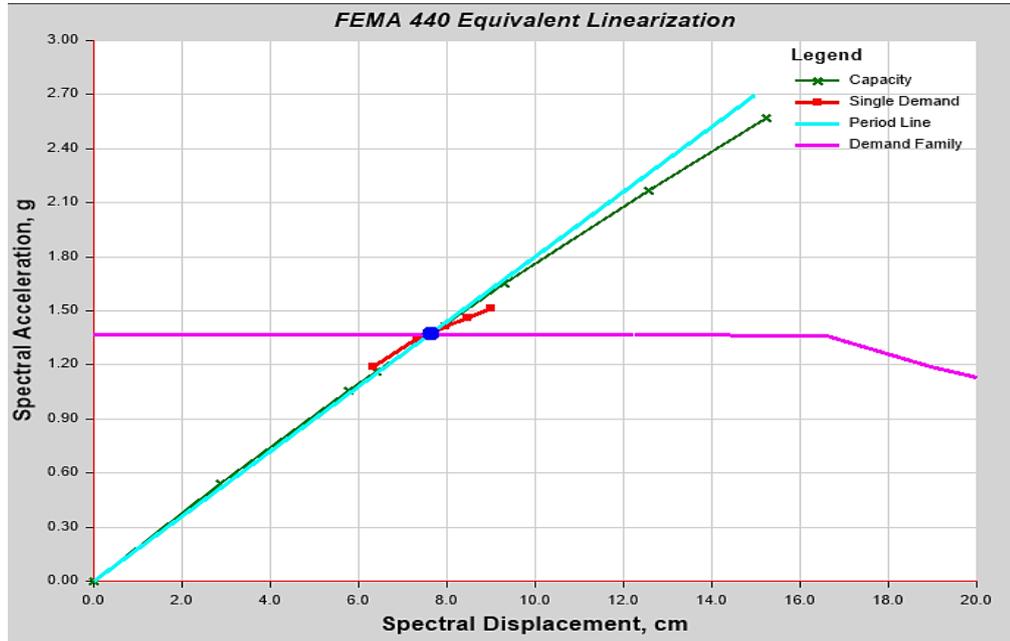
Tabla 68: Resultados del punto de desempeño – sismo raro. Dirección X.

Punto de desempeño	
Punto encontrado	si
Cortante (Ton)	1173.66
Desplazamiento (cm)	8.83
Sa (g)	1.32
Sd (cm)	6.66
T Secante (sg)	0.449
T Efectivo (sg)	0.506
Relación de ductilidad	1.938
Relación de amortiguamiento	0.086
Factor de Modificación M	1.273

Fuente: ETABS.

❖ Sentido Y – Sismo Raro

Figura 90: Punto de desempeño – sismo Raro. Dirección Y.



Fuente: ETABS.

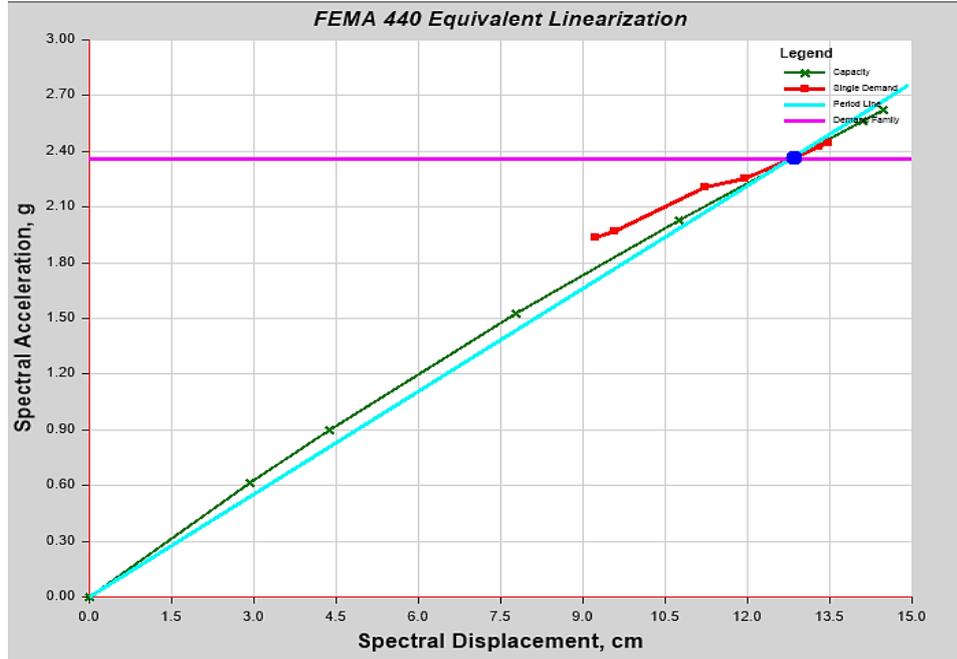
Tabla 69: Resultados del punto de desempeño – sismo raro. Dirección Y.

Punto de desempeño	
Punto encontrado	si
Cortante (Ton)	1217.73
Desplazamiento (cm)	10.31
Sa (g)	1.37
Sd (cm)	7.64
T Secante (sg)	0.473
T Efectivo (sg)	0.553
Relación de ductilidad	2.109
Relación de amortiguamiento	0.096
Factor de Modificación M	1.370

Fuente: ETABS.

❖ Sentido X – Sismo muy Raro

Figura 91: Punto de desempeño – sismo Muy Raro. Dirección X.



Fuente: ETABS.

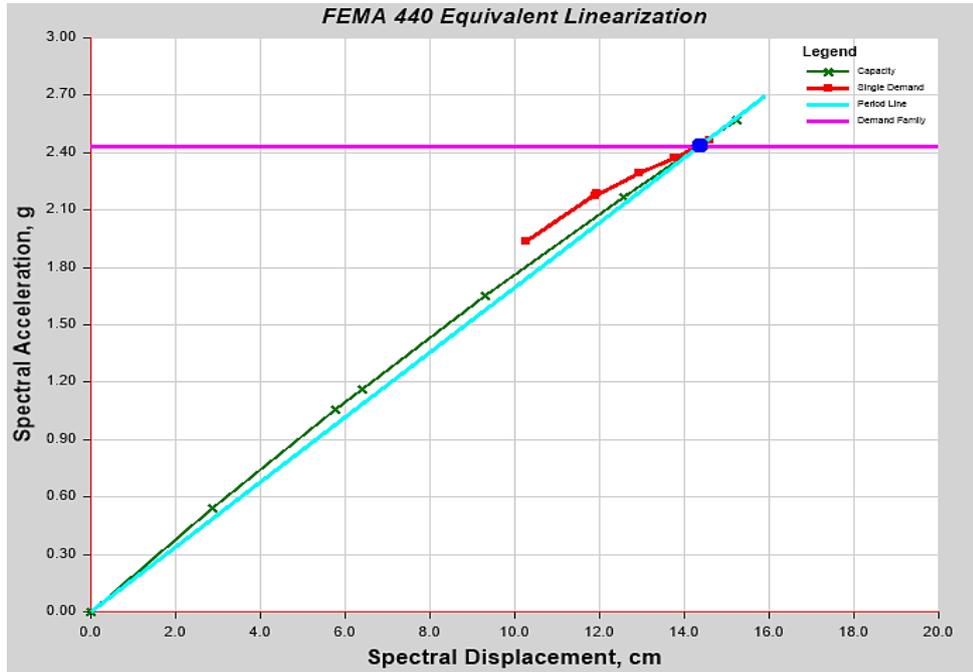
Tabla 70: Resultados del punto de desempeño – sismo muy raro. Dirección X.

Punto de desempeño	
Punto encontrado	si
Cortante (Ton)	2089.75
Desplazamiento (cm)	17.04
Sa (g)	2.37
Sd (cm)	12.84
T Secante (sg)	0.467
T Efectivo (sg)	0.589
Relación de ductilidad	2.562
Relación de amortiguamiento	0.128
Factor de Modificación M	1.591

Fuente: ETABS.

❖ Sentido Y – Sismo muy Raro

Figura 92: Punto de desempeño – sismo Muy Raro. Dirección Y.



Fuente: ETABS.

Tabla 71: Resultados del punto de desempeño – sismo muy raro. Dirección Y.

Punto de desempeño	
Punto encontrado	si
Cortante (Ton)	2149.97
Desplazamiento (cm)	19.38
Sa (g)	2.44
Sd (cm)	14.36
T Secante (sg)	0.487
T Efectivo (sg)	0.625
Relación de ductilidad	2.583
Relación de amortiguamiento	0.129
Factor de Modificación M	1.646

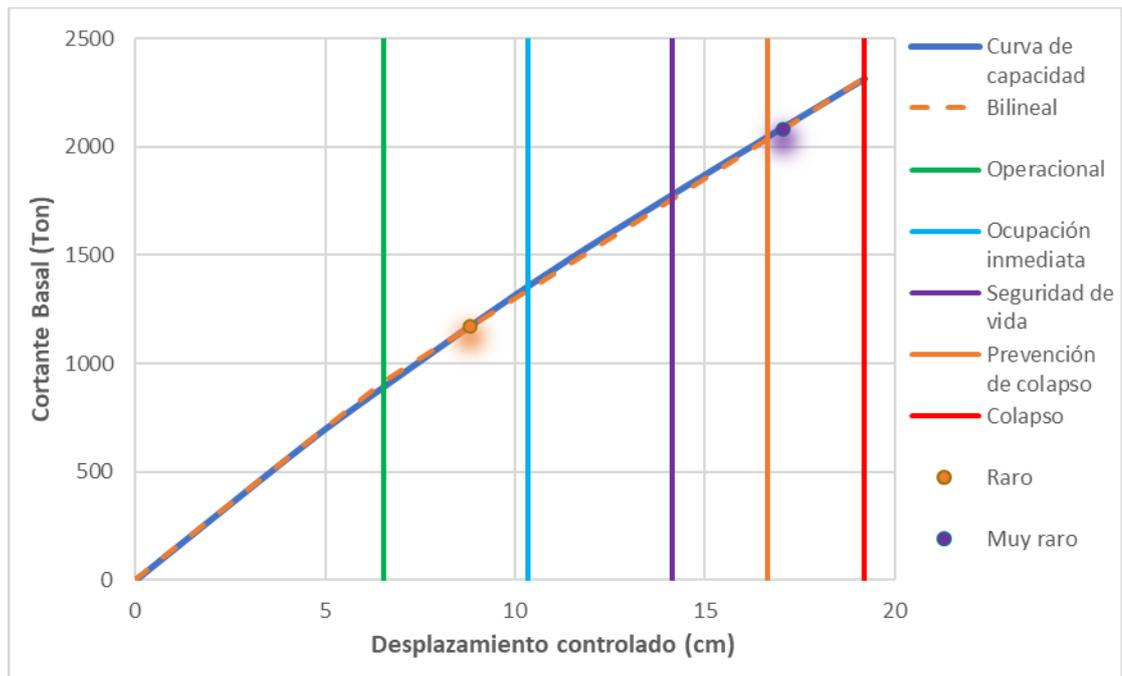
Fuente: ETABS.

3.1.2.6.3 Evaluación del desempeño sísmico

A continuación, se presenta las curvas de capacidad de la estructura en los dos sentidos X y Y en los cuales se han ubicado los límites de los niveles de desempeño. El punto de desempeño de la edificación se lo encuentra para cada dirección siguiendo la metodología de la bilinealización equivalente descrita en la FEMA 440 [9].

❖ Sentido X

Figura 93: Espectro capacidad de la estructura en base a los niveles de desempeño, Sentido X.



Fuente: William Campos N.

Tabla 72: Nivel de desempeño alcanzado y esperado, Sentido X.

Nivel de Demanda Sísmica	Nivel de Desempeño de la Edificación				
	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad de vida	Cerca al colapso	Colapso
Raro			X		
Muy Raro				X	
	Nivel esperado para edificaciones de ocupación especial				
X	Nivel existente del edificio de análisis				

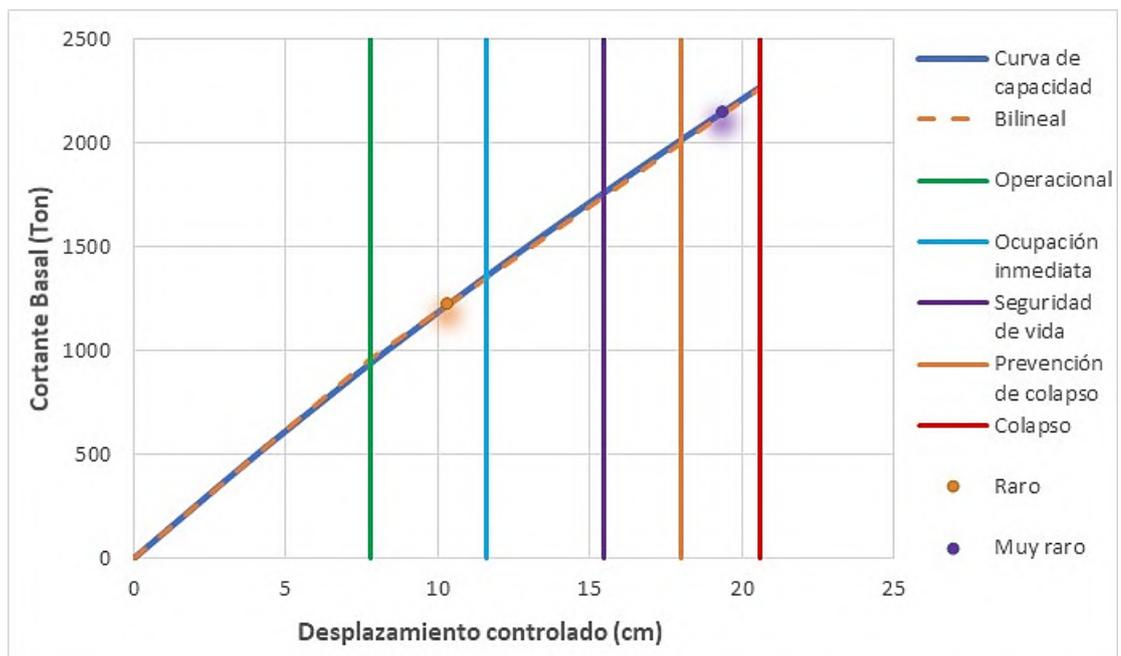
Fuente: William Campos N.

En la figura 93 mostramos el nivel de desempeño que alcanza la estructura en el sentido X, en el cual se puede observar que para el sismo de diseño (Raro), la estructura se encuentra entre los niveles de desempeño de Operacional (OP) y ocupación inmediata (CP) lo que quiere decir que en las secciones se produce otro cambio significativo en la rigidez y la primera fluencia en la fibra extrema del acero longitudinal, lo que marca el comportamiento plástico. Así como también puede iniciar el desprendimiento del recubrimiento de la sección por compresión y se podría estar próximo al pandeo del acero longitudinal por la pérdida de recubrimiento.

Para el sismo muy Raro (2500 años) el nivel alcanzado esta entre prevención de colapso (CP) y colapso, la estructura tiene daños irreparables y ante una réplica la estructura colapsaría, pero aún se tiene un remanente de seguridad para que las personas puedan evacuar.

❖ Sentido Y

Figura 94: Espectro capacidad de la estructura en base a los niveles de desempeño, Sentido Y.



Fuente: William Campos N.

Tabla 73: Nivel de desempeño alcanzado y esperado, Sentido Y.

Nivel de Demanda Sísmica	Nivel de Desempeño de la Edificación				
	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad de vida	Cerca al colapso	Colapso
Raro			X		
Muy Raro				X	
	Nivel esperado para edificaciones de ocupación especial				
X	Nivel existente del edificio de análisis				

Fuente: William Campos N.

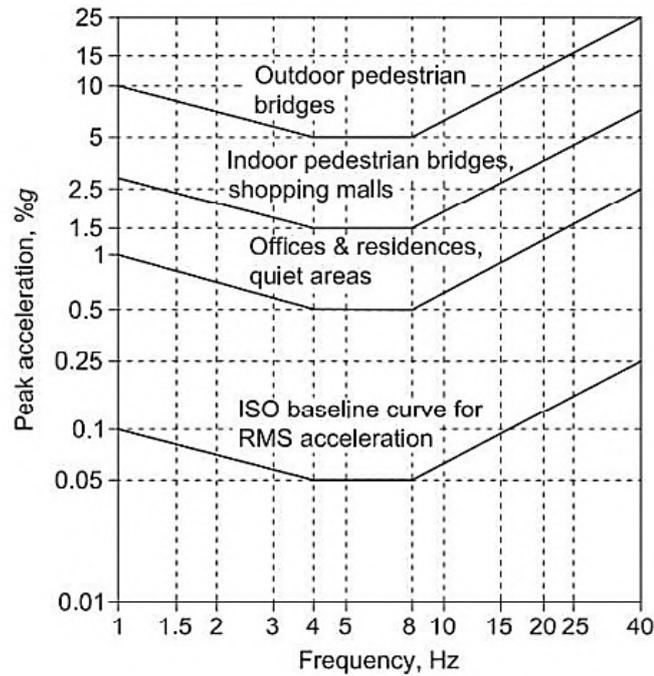
De la misma manera que en el sentido X la estructura se encuentra entre el rango Operacional (OP) y de ocupación inmediata (CP), ocurriendo problemas estructurales idénticos a los producidos en el sentido X por ocurrencia del sismo Raro. Para el sismo muy raro, el nivel alcanzado se encuentra entre prevención de colapso (CP) y colapso, la estructura es irreparable, pero se ha garantizado el no colapso de la estructura cumpliendo con los objetivos de desempeño de la NEC de acuerdo al nivel alcanzado.

3.1.2.7 Estimación de Vibraciones

La percepción de las personas ante las vibraciones en una edificación depende de la actividad que realicen, como puede ser las personas que desempeñan un trabajo en oficina o habitan en residencias pueden percibir vibraciones que su aceleración máxima está por encima del 0.5% de la aceleración de la gravedad que corresponde a 9.80 m/sg^2 [26], [39].

Las personas que se encuentran en otra actividad aceptaran vibraciones de 10 a 30 veces mayores, es decir 5% a 15% de la aceleración de la gravedad e incluso más. Estos límites son para frecuencias de vibraciones entre 4 y 8 Hz (Rango de frecuencia de resonancia de los órganos internos humanos), fuera de este rango la gente acepta mayores aceleraciones [26], [39].

Figura 95: Límites de tolerancia recomendados para la comodidad humana.



Fuente: AISC Steel Design Guide Series 11, Capítulo 2, pág. 12.

La frecuencia natural representa el aspecto más importante al momento de evaluación o diseño de la capacidad con respecto a la vibración de las losas. Que se concibe con la siguiente fórmula.

$$f_n = 0.18 \sqrt{\frac{g}{\Delta}} \quad (\text{Ec 71})$$

Donde:

g: Aceleración de la gravedad (9.80 m/sg²)

Δ: Deflexión en la mitad del tramo del miembro con respecto a sus soportes debido al peso soportado (m).

Tabla 74: Datos de elementos área de la estructura.

Piso	Punto	Combinación	Ux (m)	Uy (m)	Uz (m)	Rx (rad)	Ry (rad)	Rz (rad)
N+3.24	1169	1.2D+1.6L	0.0088	0.0048	-0.0148	0.0000130	0.0000340	0.0000002
N+6.48	1169	1.2D+1.6L	0.0254	0.0156	-0.0157	0.0006550	0.0000460	0.0000010
N+9.72	588	1.2D+1.6L	0.0457	0.0357	-0.0161	0.0000310	0.0005050	0.0000010

Fuente: William Campos N.

En base a la tabla anterior que proviene del Etabs se determinó la frecuencia natural ya que el software no determina las vibraciones para estructuras de hormigón, sin embargo, al determinar este parámetro de los entrepisos de la estructura se puede estimar su comportamiento.

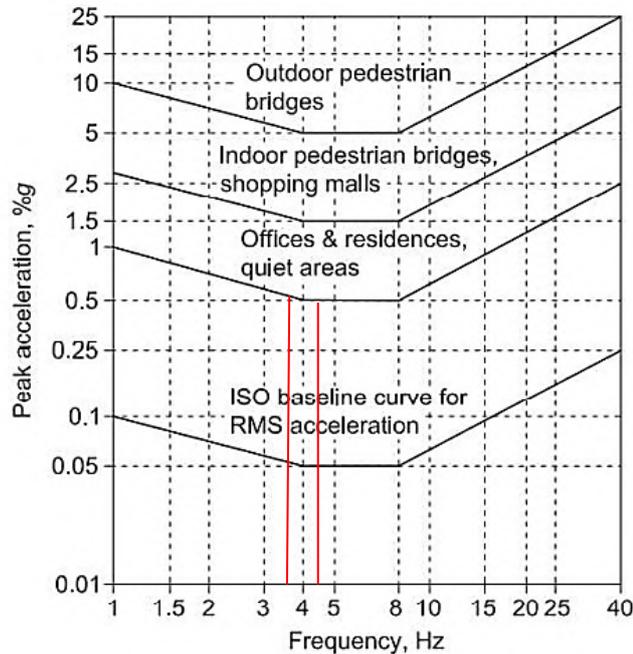
Tabla 75: Frecuencia natural de los entrepisos.

Piso	Fn (Hz)
N+3.24	4.63
N+6.48	4.50
N+9.72	4.44

Fuente: William Campos N.

Calculada la frecuencia para cada entrepiso se compara el resultado con la figura 95 las frecuencias calculadas se encuentran dentro del límite para confort humano de oficinas y residencias como lo especifica la guía AISC 11.

Figura 96: Frecuencia natural de los entrepisos en los límites para el confort humano.



Fuente: AISC Steel Design Guide Series 11, Capítulo 2, pág. 12.

3.2 Verificación de Hipótesis

Mediante los análisis realizados aplicando los métodos cualitativo y cuantitativo en el presente trabajo, el edificio de la Facultad de Ciencias Agropecuarias bloque 1 presenta diferentes grados de vulnerabilidad en función del análisis que se realiza, utilizando los formularios de evaluación visual rápida se determinó un grado de vulnerabilidad alto, corroborando ese resultado con el método cuantitativo, ya que la estructura no alcanza los objetivos de diseño propuestos por la Norma NEC 15, Aplicando el reforzamiento planteado en la estructura está bajo su vulnerabilidad y cumple con los parámetros actuales que establece la normativa vigente a la fecha.

CAPITULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Conclusiones

- ❖ Mediante los formularios de evaluación visual rápida, se determinó como resultado final que mediante la metodología FEMA 154 Nivel 1, el grado de vulnerabilidad de la edificación resulto ser del 60 % que se considera alto, al igual que en formulario de evaluación visual rápida según la NEC 15 la estructura es altamente vulnerable requiriendo evaluación especial ya que su valor es de 1.8 lo cual lo ubica en este rango.
- ❖ La edificación modelada en su estado actual presenta una deriva de piso máxima en el sentido X de 5.29 % producida en el Nivel +6.48 mientras que la estructura incluida los muros de corte presenta una deriva máxima del 1.08% producida en el Nivel +9.72 que es un valor menor al estipulado por la Norma Ecuatoriana de la construcción.
- ❖ La edificación inicialmente presentaba un periodo de 0.87 segundos, sobrepasando el 30 % del periodo calculado en base a la fórmula propuesta por la NEC y su comportamiento es torsional con una incidencia del 66 %, mientras que con la incorporación de muros de corte el periodo redujo a 0.42 segundos aumentando su rigidez considerablemente eliminando la torsión accidental del primer modo de vibración.
- ❖ Las estructuras realizadas en la etapa de pre código y transición, necesitan un análisis cuantitativo para determinar su vulnerabilidad y así plantear una propuesta de reforzamiento si se necesita la extensión de su vida útil.
- ❖ Analizando los elementos estructurales intervenidos con un reforzamiento, en el caso de las vigas el momento resistente en la parte superior es de 14.56 ton-m superando al momento de demanda que es de 14.52 ton -m, en las columnas reforzadas las cargas de demanda se encuentran dentro del diagrama de iteraciones lo que nos da a entender que el reforzamiento planteado cumple con lo solicitado.
- ❖ De los datos obtenidos la estructura para el sentido X y Y relacionando con un sismo Raro de 475 años la estructura se encuentra en el rango Operacional y de

seguridad de vida. Al igual están coincidiendo los dos sentidos de análisis para el sismo muy Raro de 2500 años en el cual la estructura se encuentra entre los niveles de desempeño de prevención de colapso y colapso, de tal manera que cumplen con lo esperado por la norma NEC 15.

- ❖ Se determinó a través de las deflexiones de los entrepisos la frecuencia natural para verificar el estado de percepción de las vibraciones, teniendo resultados de 4.60, 4.50 y 4.44 hercios (Hz), que se encuentran dentro del rango de 4 Hz a 8 Hz que corresponde a una comodidad humana para oficinas y residencias.
- ❖ Un sistema estructural dual minimiza la mayoría de los efectos negativos mejorando su rigidez en gran porcentaje, así como aumentando notablemente el desempeño de las estructuras ante la amenaza sísmica.

4.2 Recomendaciones

- ❖ Utilizar el equipo de escaneo de aceros para tener un levantamiento de datos de la edificación más cercanos a la realidad lo cual ayude a mejorar el análisis.
- ❖ Analizar otras opciones de reforzamiento estructural tanto global como por elementos, que sirvan para relacionar con la propuesta de este trabajo y elegir la opción más viable tanto constructiva como económica.
- ❖ Realizar mediciones de vibraciones ambientales con acelerómetros para comprobar los resultados obtenidos por análisis en software.
- ❖ Se recomienda realizar análisis de vulnerabilidad sísmica en todos los edificios de la Universidad Técnica ya que al ser una entidad educativa de renombre y al estar situados en una zona altamente sísmica es de vital importancia su evaluación para que tengan mayor capacidad estructural.
- ❖ Generar un espectro de respuesta calculado mediante las fórmulas de la NEC y cargarlo al software ETABS para evitar posibles detalles en la configuración del programa o errores de tipeo.
- ❖ Analizar sistemas no estructurales livianos para ampliaciones en estructuras existentes para poder bajar cuantía y costos en el reforzamiento.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICA.

- [1] Ministro de Desarrollo Urbano y Vivienda, “Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras,” *Norma Ecuatoriana de la Construcción*, 2014. <https://habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-RE-Riesgo-sísmico.pdf>.
- [2] Federal Emergency Management Agency, “Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards,” *FEMA 154*, no. January. 2015, doi: 10.4231/D3M90238V.
- [3] G. A. Montalvo Quinteros, “ANÁLISIS CUANTITATIVO Y CUALITATIVO DEL GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA FACULTAD DE CIENCIAS ADMINISTRATIVAS DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO, CAMPUS HUACHI,.” Universidad Técnica de Ambato, 2019.
- [4] A. E. Ruales Adrade, “EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE ECONOMÍA BLOQUE B, DE LA UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR, UTILIZANDO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC-SE-RE, 2015).” Universidad Central del Ecuador, 2016.
- [5] H. P. Estrada Arana and N. A. Vivanco Pesántez, “EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA, ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y DISEÑO DEL REFORZAMIENTO DE UNA VIVIENDA DE TRES PISOS UBICADA EN EL NORTE DE QUITOECUADOR,.” Escuela Politécnica Nacional, 2019.
- [6] J. A. Herrera Hernández and E. I. Hernandez, “ESTIMACIÓN DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO USANDO REGISTROS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL,.” 2014, pp. 1–14.
- [7] E. I. Hernández and D. Pino Mora, “EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE CONSTRUCCIONES ESCOLARES USANDO EL ENFOQUE FEMA,.” 2014, pp. 1–13.
- [8] Ministro de Desarrollo Urbano y Vivienda, “Peligro sísmico Diseño sismo Resistente parte 1,.” *Norma Ecuatoriana de la Construcción*, 2014. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-DS-Peligro-Sísmico-parte-1.pdf>.
- [9] D. A. Galarza Altamirano, “EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LA OSCUS MEDIANTE COMPARACIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER), ANÁLISIS ESTÁTICO MODAL (PUSHOVER MULTIMODAL) Y DINÁMICO NO-LINEAL (HISTORIA DE RESPUESTA),.” Universidad Técnica de Ambato, 2019.
- [10] Ministro de Desarrollo Urbano y vivienda, “Guía Práctica de Evaluación Y Rehabilitación de Estructuras,.” *Norma Ecuatoriana de la Construcción*, 2015.

<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/10/GUIA-5-EVALUACION-Y-REHABILITACION1.pdf>.

- [11] C. A. Cueva Flores, “VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE FILOSOFÍA, COMERCIO Y ADMINISTRACIÓN DE LA UCE CON LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC SE-RE 2015),” Universidad Central del Ecuador, 2017.
- [12] J. D. Benjamín Hernández and S. A. Lockhart Castro, “Metodología para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones de hormigón armado existente,” *Cienc. Soc.*, vol. 36, no. 2, pp. 256–275, 2011, doi: 10.22206/cys.2011.v36i2.pp256-275.
- [13] E. Hernandez, “Diseño por desempeño sísmico de edificaciones (Curso de especialización de Análisis estático no lineal).” 2018.
- [14] J. Carrillo, “EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE ESTRUCTURAS UTILIZANDO UN DISEÑO POR DESEMPEÑO,” *DYNA*, vol. 75, no. 155, 2008.
- [15] J. Yepez, “Desempeño sísmico de edificaciones esenciales,” *Edif. esenciales*, no. 65, pp. 65–86, 1996, [Online]. Available: www.msp.gob.ec.
- [16] Applied Technology Council, “ATC 40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Redwood City California,” *Seism. Saf. commissionsion*, vol. 1, no. November 1996, p. 334, 1996.
- [17] R. Moreno Gonzales, “Capítulo 4 Metodología para la evaluación del riesgo sísmico.”
- [18] R. L. D. Bonnet, “Desempeño sísmico de edificios: binomio capacidad-demanda,” *Vulnerabilidad y riesgo sísmico Edif. Apl. a entornos urbanos en Zo. amenaza alta y moderada.*, pp. 47–98, 2003, [Online]. Available: <https://upcommons.upc.edu/handle/2117/93542>.
- [19] B. E. Bedon Bassantes, “ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE ADMINISTRACIÓN DE EMPRESAS, BLOQUE 1, DE LA FACULTAD DE CIENCIAS ADMINISTRATIVAS MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES.,” Universidad Técnica De Amnato, 2021.
- [20] A. B. Nuñez Palacios, “DISEÑO POR DESEMPEÑO DE UN EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO UTILIZANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA.,” 2017.
- [21] A. society of C. Engineers, *Asce 41-17*. 2017.
- [22] F. P. Pimbo Palate, “ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE INGENIERÍA MECÁNICA DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES,” Universidad Técnica de Ambato, 2021.
- [23] C. A. Reyes Lozada, ““ESTUDIO COMPARATIVO DEL MODELO DE ROTULAS PLÁSTICAS POR EL MÉTODO DE LAS FIBRAS Y EL

MODELO DE TABLAS DEL ASCE 41-13, APLICADO AL ANÁLISIS NO LINEAL DEL BLOQUE A DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA,” Univerdidad Tecnica de Ambato, 2020.

- [24] FEMA 440, “Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures,” *FEMA 440, Fed. Emerg. Manag. Agency, Washingt. DC*, vol. 440, no. June, p. 392, 2005.
- [25] C. D. MEDINA, “Reducción de la vulnerabilidad en estructuras esenciales y especiales de hormigón armado, situadas en zonas de alto peligro sísmico en el Ecuador,” 2016.
- [26] T. M. Murray, D. E. Allen, E. E. Ungar, and D. B. Davis, “Vibrations of Steel-Framed Structural Systems Due to Human Activity,” 2016.
- [27] “etabs @ www.csiespana.com.”
<https://www.csiespana.com/software/5/etabs#>.
- [28] NTE INEN, “HORMIGÓN ENDURECIDO. DETERMINACIÓN DEL NÚMERO DE REBOTE. MÉTODO DE ENSAYO.” p. 9, 2016.
- [29] Ministro de Desarrollo Urbano y vivienda, “ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO,” *Norma Ecuatoriana de la Construcción*, 2015.
<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/08/NEC-SE-HM.pdf>.
- [30] NTE INEN 698, “Determinación del contenido de terrones de arcilla y partículas desmenuzables. NTE INEN 698:2010,” *Inst. Ecuatoriano Norm.*, vol. 003, pp. 2–8, 2010, [Online]. Available: https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=&ved=2ahUKEwiefDi_fbuAhUBylkKHfjDDxIQFjAAegQIAxAD&url=https%3A%2F%2Fwww.normalizacion.gob.ec%2Fbuzon%2Fnormas%2F698-1.pdf&usq=AOvVaw1rah3yesNMTQ73O2Aw_sAJ.
- [31] O. H. Iler Guaman, “ESTUDIO DE LA CORRELACIÓN DEL CBR CON RESPECTO AL ENSAYO PENETRÓMETRO CÓNICO ESTÁTICO EN DIFERENTES TIPOS DE SUELOS.,” Universidd Técnica de Ambato, 2011.
- [32] K. E. Freire Rodriguez, “ESTUDIO DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA EL SECTOR DE CELIANO MONGE DEL CANTÓN AMBATO,” Universidad Técnica de Ambato, 2018.
- [33] M. de D. U. y Vivienda, “Peligro sísmico Diseño sismo Resistente parte 2,” *Norma Ecuatoriana de la Construcción*, 2014.
<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-DS-Peligro-Sísmico-parte-2.pdf>.
- [34] C. Medina and S. Medina, “Coeficiente Irregularidad en Planta a partir del Análisis de Torsión en Estructuras Irregulares,” *Rev. Politécnica*, vol. 39, no. 2, pp. 51–60, 2017, doi: 10.33333/rp.v39i2.763.
- [35] MIDUVI, *NEC-SE-CG Cargas no sísmicas*. 2015.
- [36] F. A. Borja Fernandez, “Importancia del análisis por desempeño en el proceso

de diseño de un edificio de hormigón armado para uso educativo, ubicado en la ciudad de Cuenca-Ecuador,” Universidad del Azuay, 2020.

- [37] ASCE, “American Society of Civil Engineers, FEMA 356 Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building,” *Rehabilitation*, no. November, 2000.
- [38] S. E. Chicaiza Espinoza, “ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE EL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD Y EL MÉTODO DE DISEÑO POR DESEMPEÑO EN UN EDIFICIO IRREGULAR DE 5 PISOS DE HORMIGÓN ARMADO,” Universidad Técnica de Ambato., 2017.
- [39] R. Gallardo, “ANALISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SISMICO DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE INGENIERIA EN SISTEMAS, ELECTRÓNICA E INDUSTRIAL BLOQUE 2 MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES,” Universidad Técnica de Ambato, 2021.

ANEXOS.

❖ **Anexos Fotográficos.**

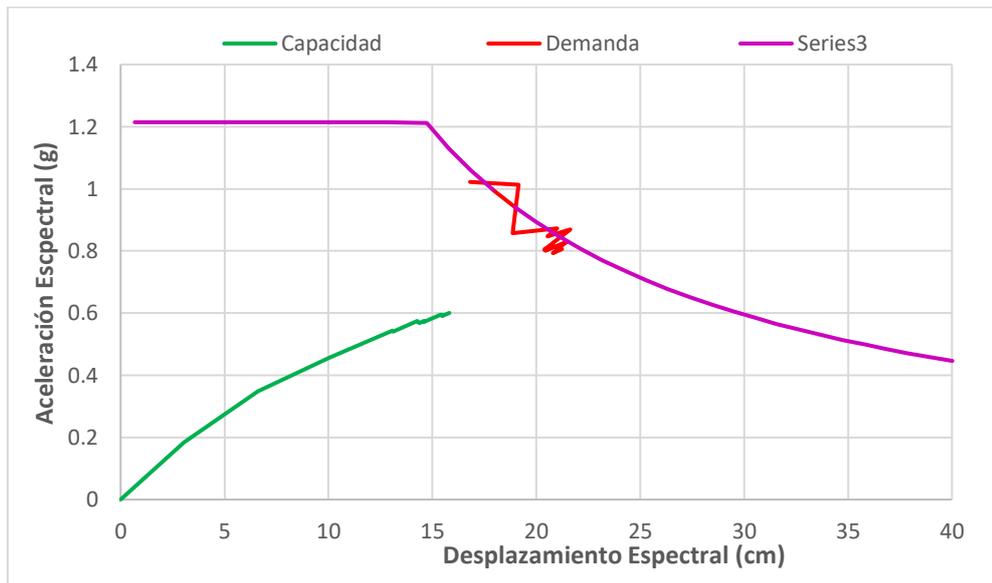
<p align="center">Fotografía 1</p>	<p align="center">Fotografía 2</p>
	
<p align="center">Descripcion Verificacion de las medidas de elementos estructurales</p>	<p align="center">Descripcion Ensayo con el martillo esclerometrico</p>
<p align="center">Fotografía 3</p>	<p align="center">Fotografía 4</p>
	
<p align="center">Descripcion Distribución arquitectónica del edificio</p>	<p align="center">Descripcion Vista frontal de la edificación</p>

<p align="center">Fotografía 5</p>	<p align="center">Fotografía 6</p>
	
<p align="center">Descripción</p> <p>Estado actual del edificio</p>	<p align="center">Descripción</p> <p>Levantamiento de elementos estructurales</p>
<p align="center">Fotografía 7</p>	<p align="center">Fotografía 8</p>
	
<p align="center">Descripción</p> <p>Vista lateral de la edificación</p>	<p align="center">Descripción</p> <p>Toma de muestras del ensayo con el martillo Esclerométrico</p>

❖ **Punto de desempeño de la estructura sin reforzar**

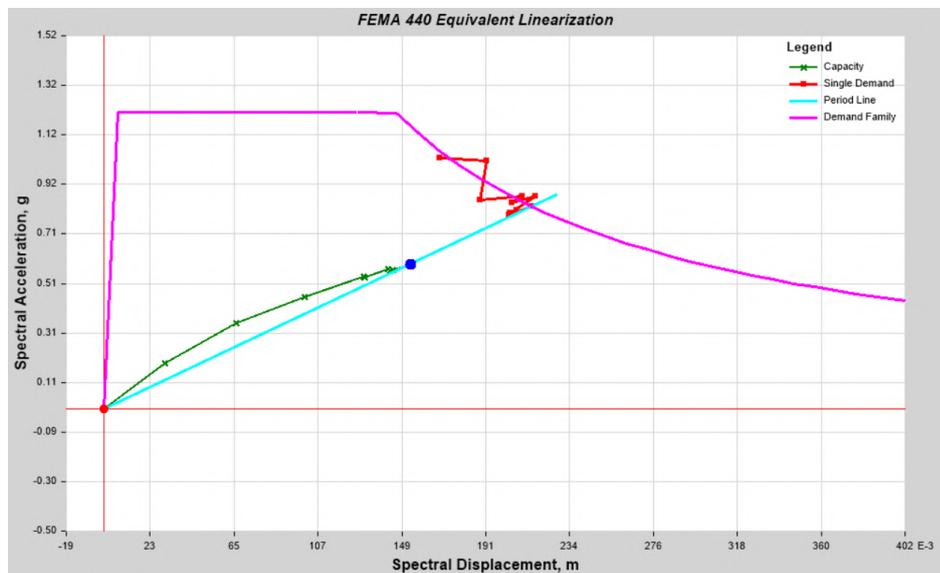
En esta instancia sin que la estructura este estabilizada y no cumpla parámetros de la NEC 15 no sería de mucha relevancia realizar el análisis estático no lineal, aun así, se lo realizo con una amenaza sísmica correspondiente a un sismo Raro, esto para corroborar que la estructura por el momento no alcanza un correcto desempeño sísmico.

Punto de desempeño sentido X.



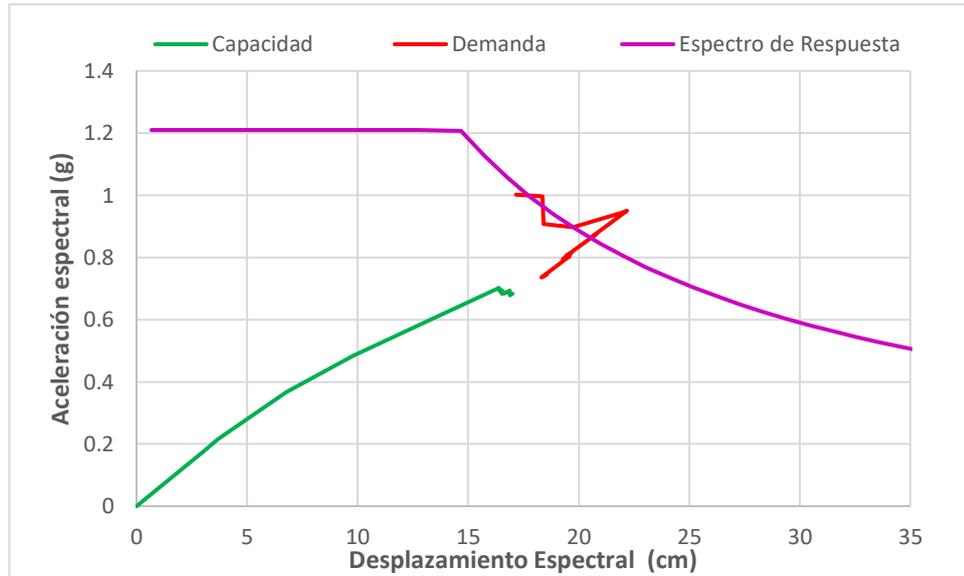
Fuente: William Campos N.

Punto de desempeño sentido X.



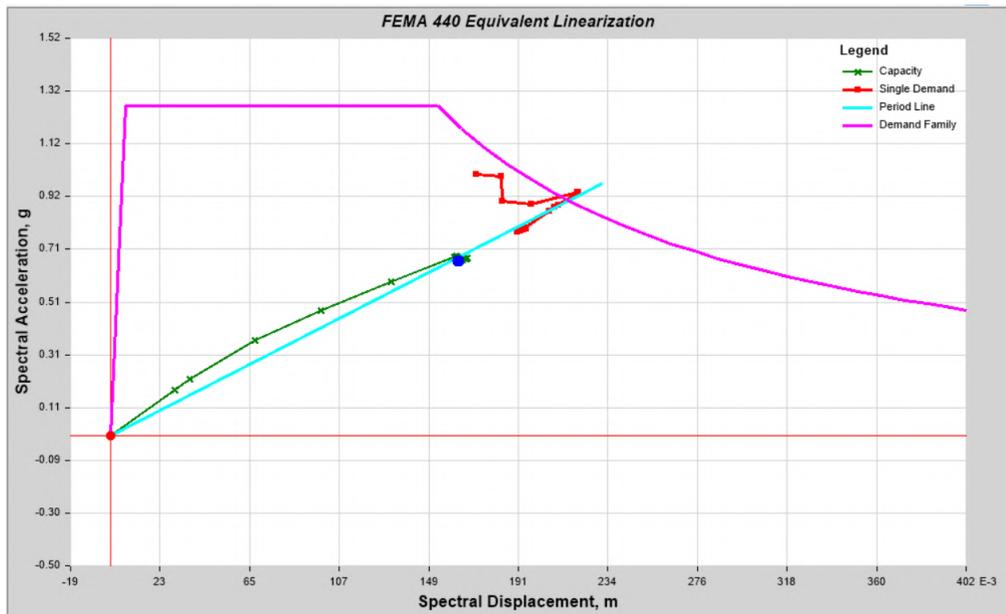
Fuente: ETABS.

Punto de desempeño sentido Y.



Fuente: William Campos N.

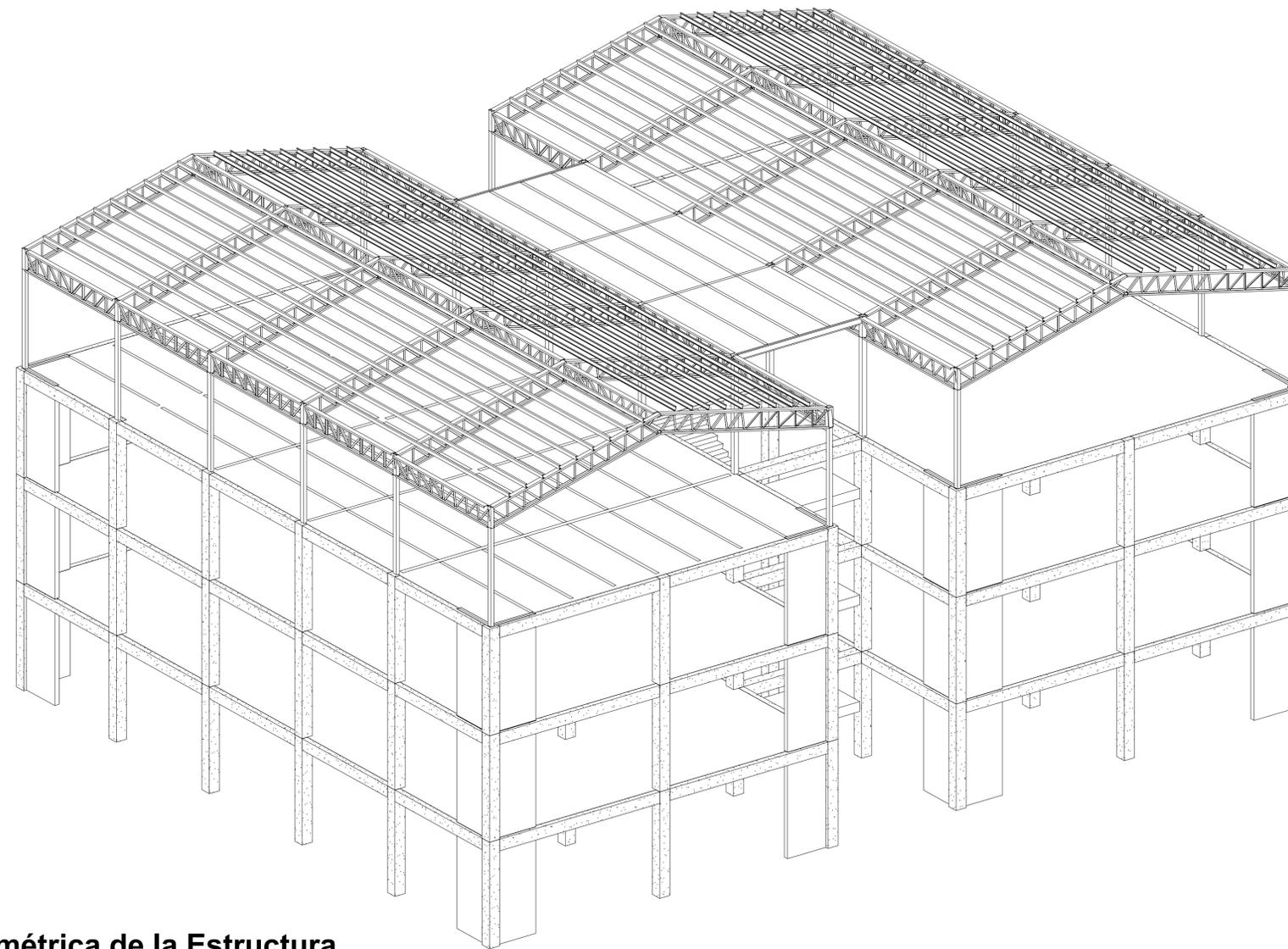
Punto de desempeño sentido Y.



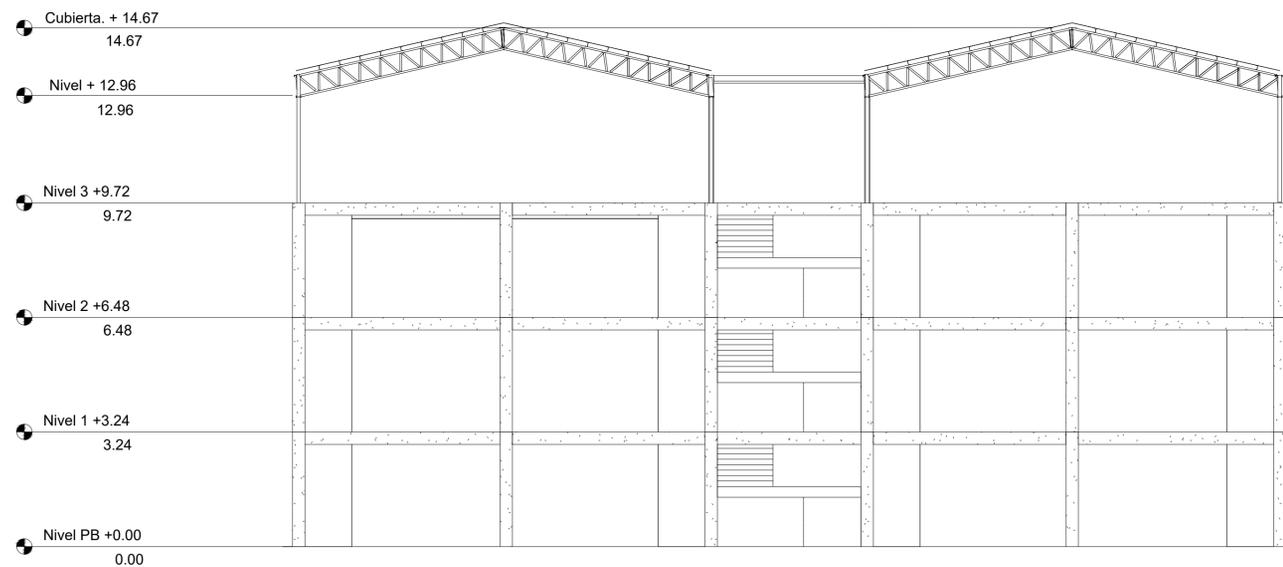
Fuente: ETABS.

La estructura en los dos sentidos de análisis de la curva aceleración espectral – desplazamiento espectral no converge con el espectro de respuesta raro (475 años) por lo cual no se genera el punto de desempeño de la edificación, que nos da a entender que necesita un reforzamiento para cumplir con la NEC SE DS.

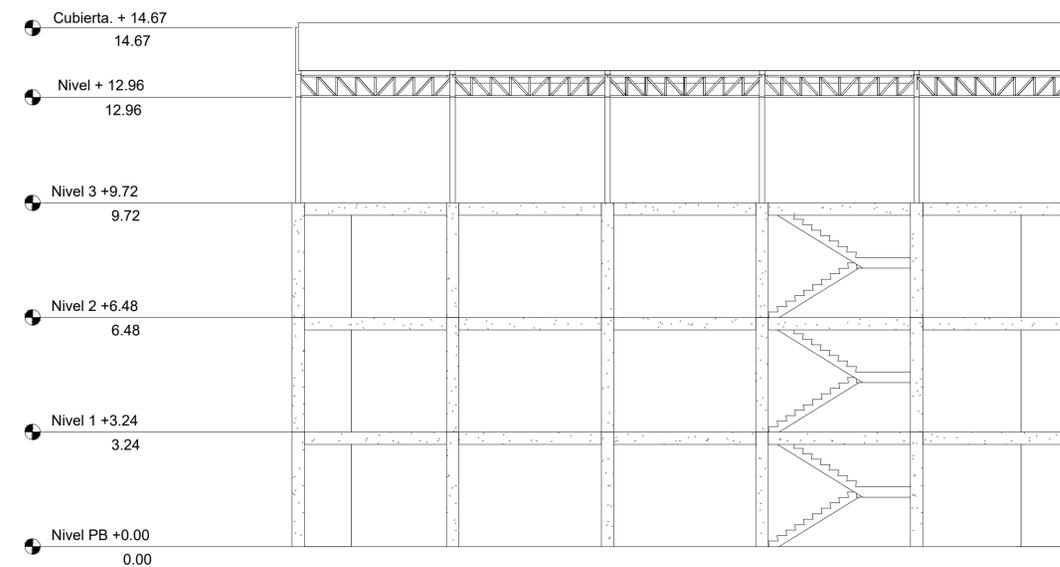
PLANOS ESTRUCTURALES.



Vista Isométrica de la Estructura
S/E



Fachada Frontal (Este)
1:100



Fachada Lateral (Sur)
1:100



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
Y MECÁNICA

PROYECTO:
ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL
DESEMPEÑO SÍSMICO DEL
EDIFICIO DE LA FACULTAD DE
CIENCIAS AGROPECUARIAS
BLOQUE 1 MEDIANTE LA MEDICIÓN
DE VIBRACIONES.

UBICACIÓN



Comentarios Adicionales:

CONTIENE: Vistas de la Estructura

NÚMERO DEL PROYECTO: N-1

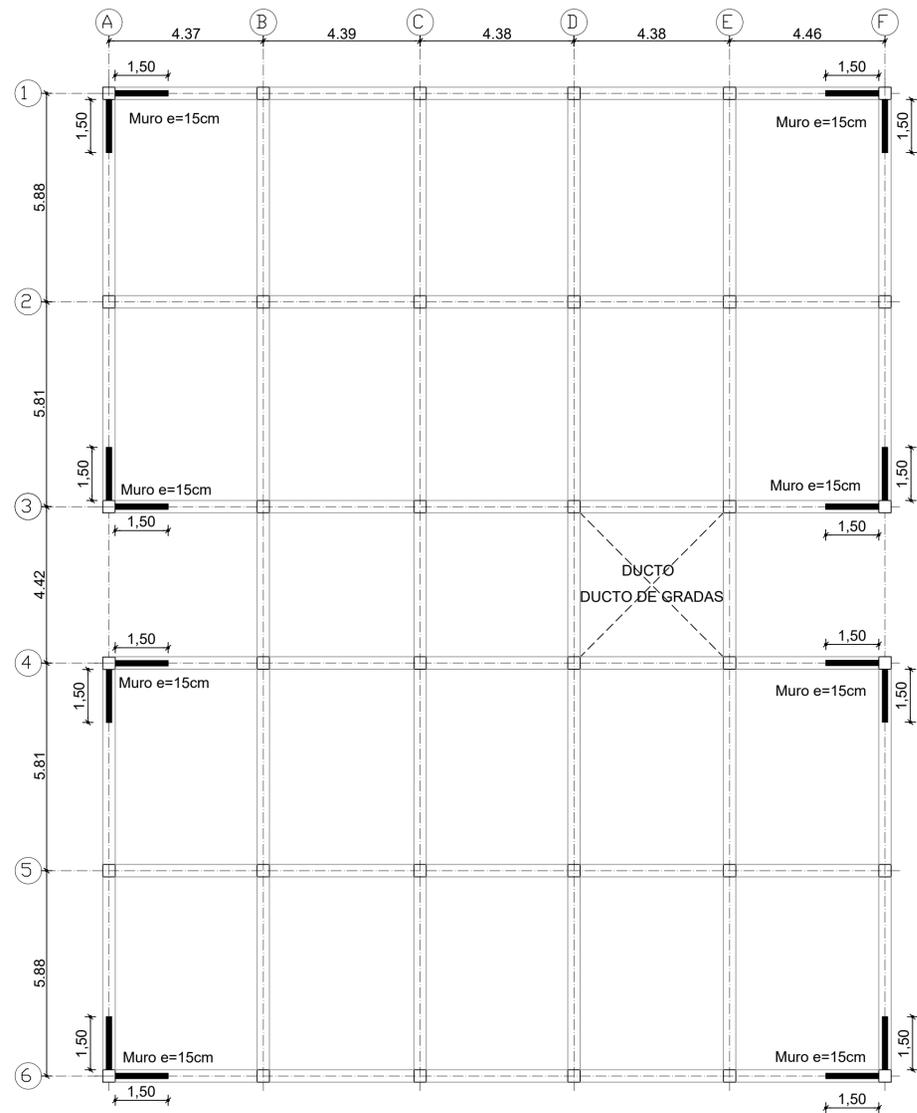
PLANO N°: 1/9

FECHA: Septiembre 2021

ELABORADO POR: William Campos N.

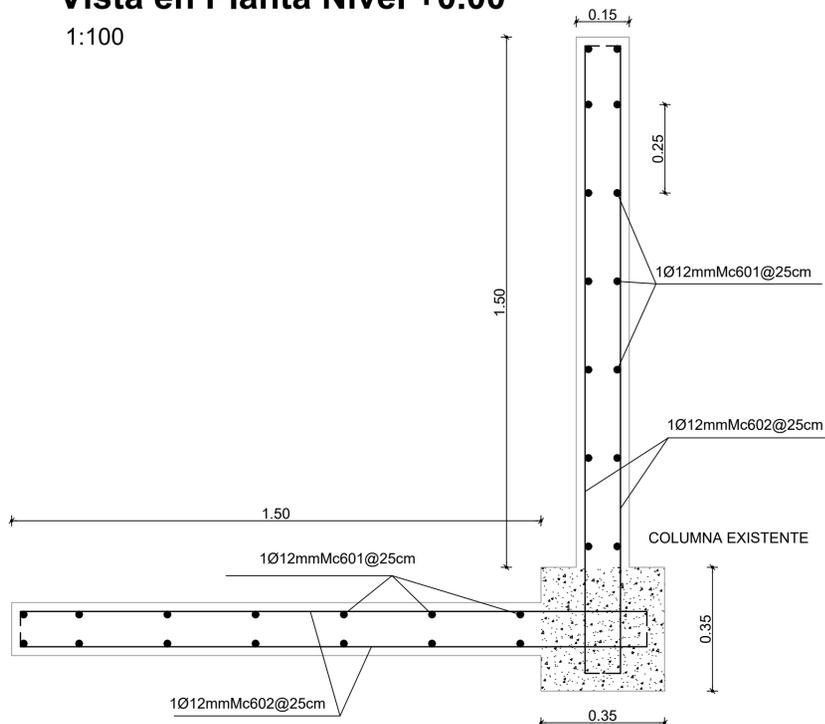
APROBÓ: Ing.Mg. Jorge Cevallos

ESCALA: Indicadas



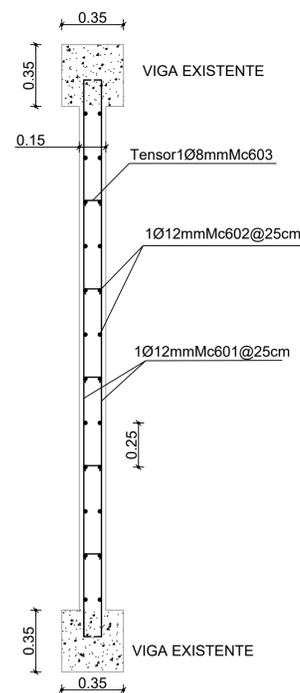
Vista en Planta Nivel +0.00

1:100



Refuerzo de Acero

1:10

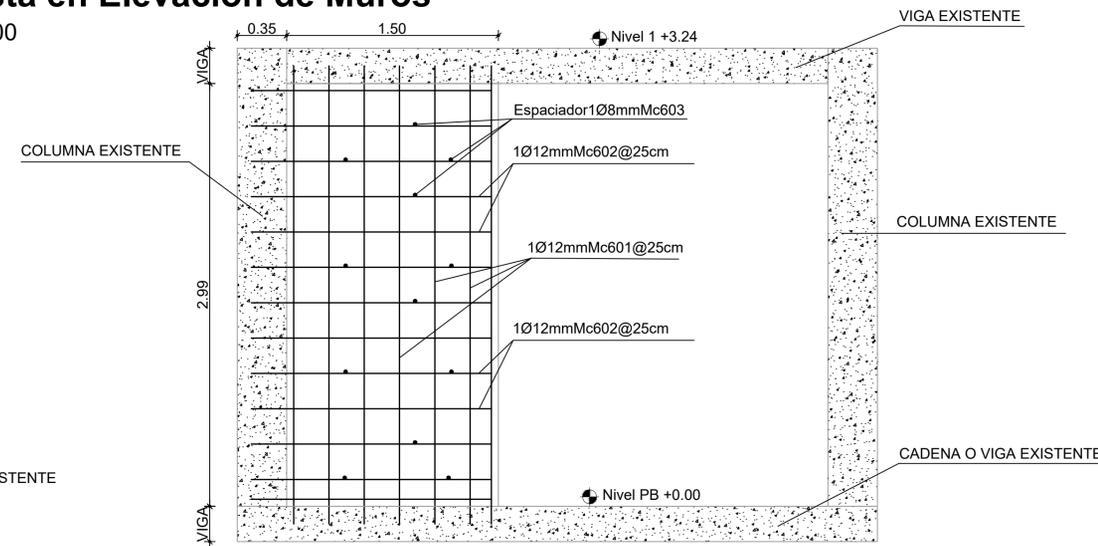


Refuerzo de Acero

1:20

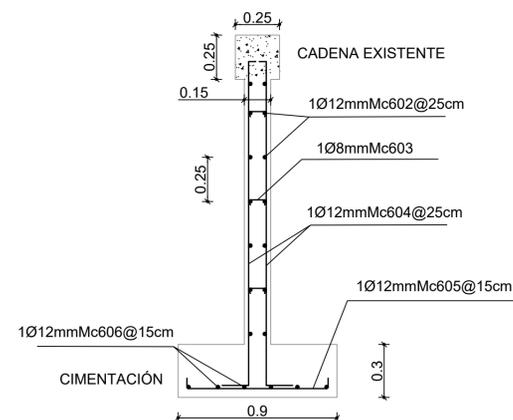
Vista en Elevación de Muros

1:100



Armado Tipo en Elevación de Muros

1:25



Refuerzo de Acero

1:20

PLANILLA DE ACEROS											
Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MUROS DE CORTE											
Marca 600											
601	I	12	224	3.15	0.00	0.00	0.08	3.31	741.44	658.4	
602	I	12	608	1.75	0.00	0.00	0.08	1.91	1161.28	1031.22	
603	I	8	512	0.1	0.00	0.00	0.05	0.2	102.4	40.45	ESPACIADOR
604	L	12	224	1.85	0.3	0.00	0.08	2.23	499.52	443.57	
605	I	12	160	0.8	0.00	0.00	0.1	1	160	142.08	
606	I	12	96	1.45	0.00	0.00	0.1	1.65	158.4	140.66	
RESUMEN DE MATERIALES											
Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	102.4	0	2720.64	0	0	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	40.45	0.00	2415.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Wtot (Kg)	2456.38										
HORMIGON Fc = 210 Kg/cm ²											
TIPO DE HIERRO											
ESPECIFICACIONES TECNICAS											
Acero estructural											
Refuerzo principal fy = 4200 kg/cm ²											
Recubrimiento de vigas 3 cm, en losas 2.5 cm; columnas 3cm											
Recubrimiento mínimo en muros y cimentaciones 5 cm											
HORMIGON:											
Hormigón estructural fc = 210 kg/cm ²											
Los traslapes en varillas de acero será 40*1.30 veces el diámetro											
El hormigón ciclopeo se preparará con 40% de Piedra y 60% de hormigón Simple.											
Utilizar editivo epóxico para unir el hormigón nuevo con el existente.											
Otros:											
1.- Hormigón fc=210 kg/cm ² a los 28 días en cilindros estándar.											
2.- Varillas de acero fy=4.200 kg/cm ² corrugado											
3.- Cualquier cambio sin previa autorización del calculista es de absoluta responsabilidad del constructor.											



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

PROYECTO:

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE CIENCIAS AGROPECUARIAS BLOQUE 1 MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES.

UBICACIÓN



Comentarios Adicionales:

CONTIENE: Detalle de Refuerzo de Muros

NÚMERO DEL PROYECTO: N-1

PLANO N°: 2/9

FECHA: Septiembre 2021

ELABORADO POR: William Campos N.

APROBÓ: Ing.Mg. Jorge Cevallos

ESCALA: Indicadas



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

PROYECTO:

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE CIENCIAS AGROPECUARIAS BLOQUE 1 MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES.

UBICACIÓN



CAMPUS QUEROCHACA

Comentarios Adicionales:

CONTIENE: Armado y Detalles de losa del Nivel +9.72

NÚMERO DEL PROYECTO: N-1

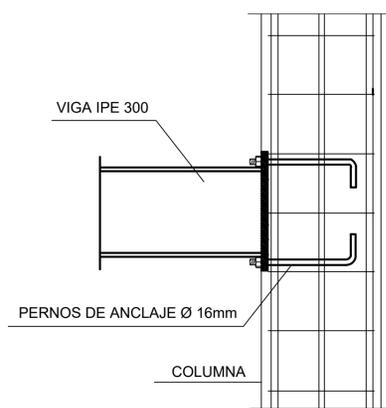
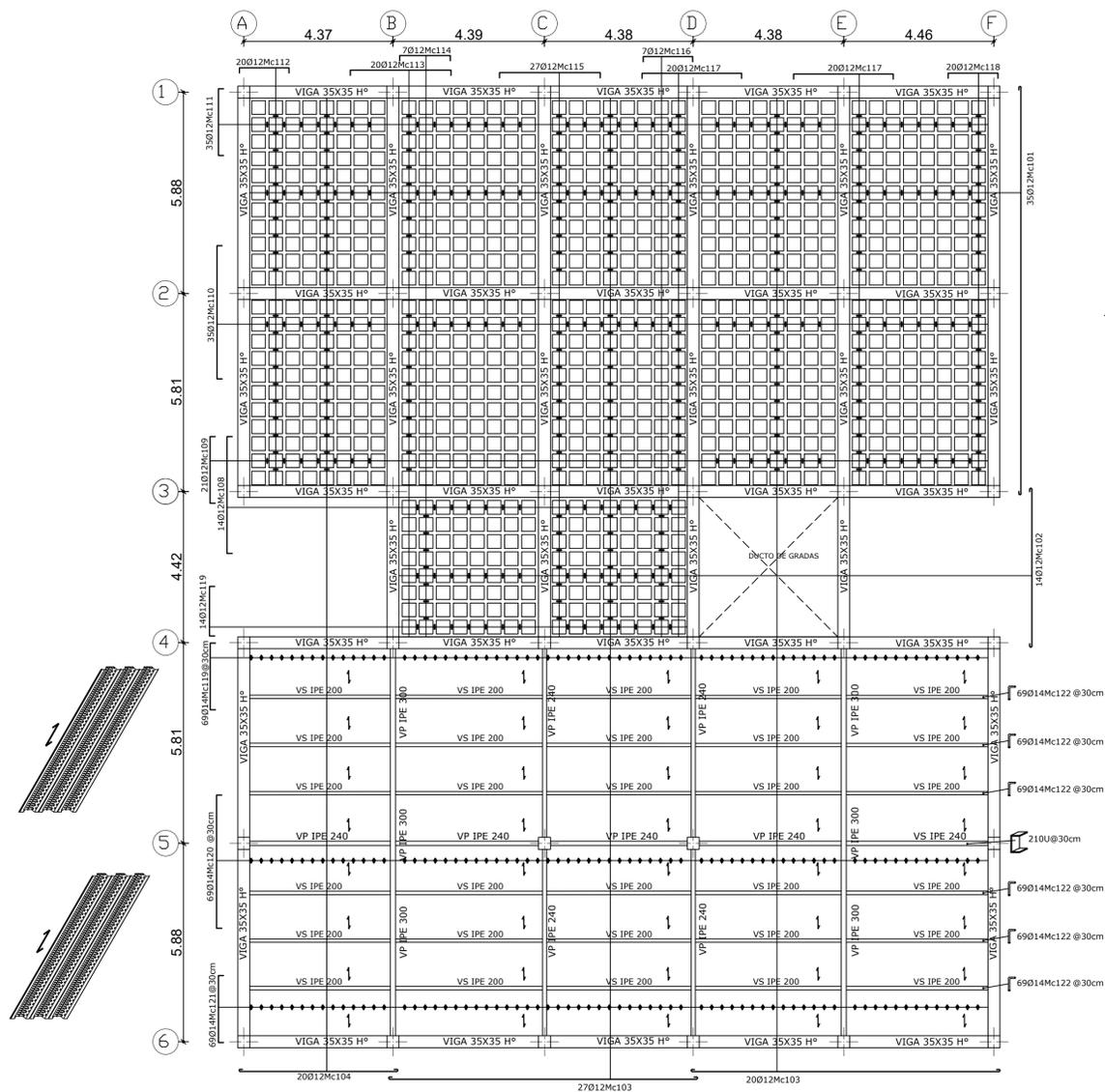
PLANO Nº: 3/9

FECHA: Septiembre 2021

ELABORADO POR: William Campos N.

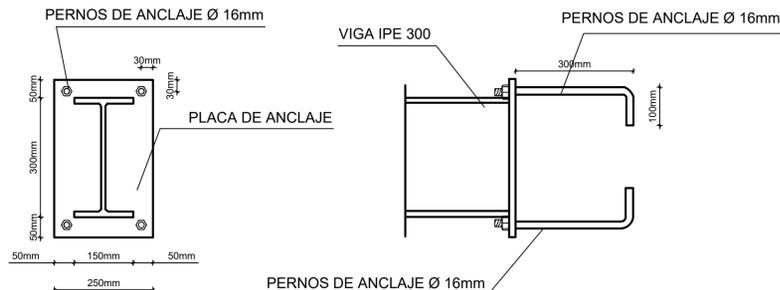
APROBÓ: Ing.Mg. Jorge Cevallos

ESCALA: Indicadas



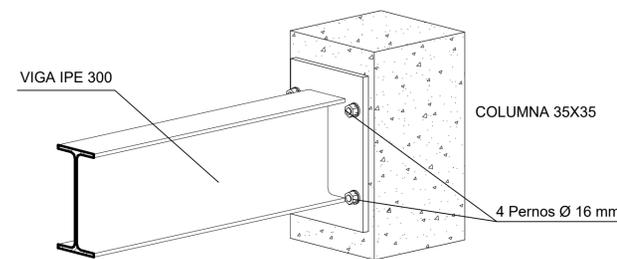
Sección Anclaje Viga -Columna S/E

ACERO A36 A572 Gr 50



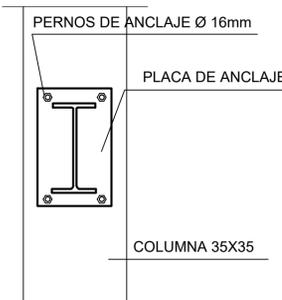
Detalles de Placa y Pernos S/E

ACERO A36 A572 Gr 50



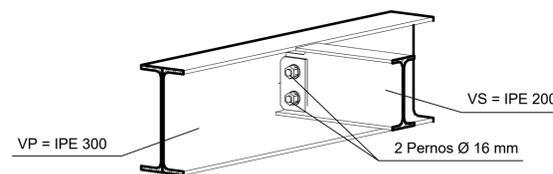
Isométrico S/E

ACERO A36 A572 Gr 50

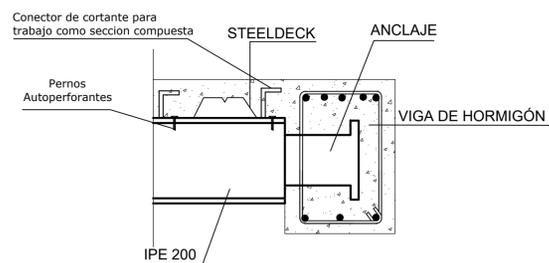


Alzado Anclaje Viga -Columna S/E

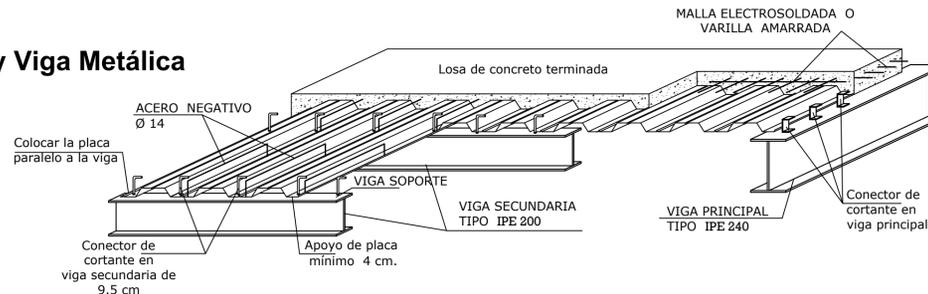
ACERO A36 A572 Gr 50



Conexión a Corte Viga Principal y Secundaria S/E

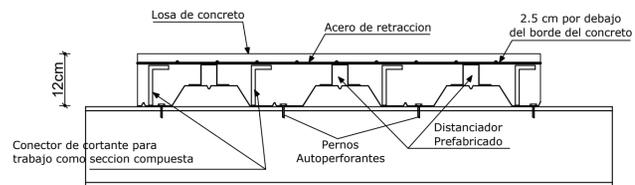


Conexión Viga Hormigón y Viga Metálica S/E

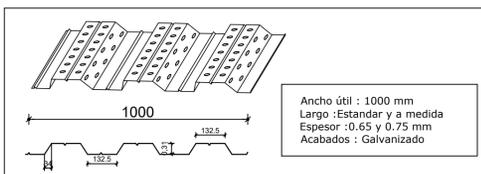


Detalle Del Armado De Losa S/E

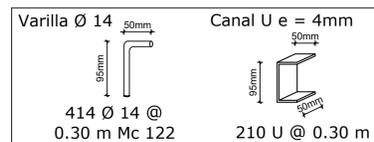
Vista en Planta Nivel +9.72 1:100



Detalle Típico de Placa S/E



Especificaciones de SteelDeck S/E

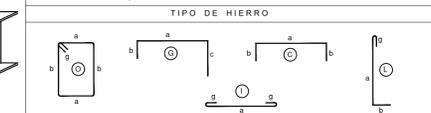


Conectores a corte S/E

PLANILLA DE PERFLERIA						
PERFIL TIPO	TIPO	LONGITUD (m)	CANTIDAD	TOTAL (m)	PESO (Kg/m)	PESO (Kg)
IPE 300	principal y	11.3	2	22.6	42.2	953.72
IPE 240	principal y	5.5	4	22	30.7	675.4
IPE 240	principal x	4.2	5	21	30.7	644.7
IPE 200	secundaria x	4.25	30	127.5	22.4	2856
TOTAL(Kg)						5129.82

PLANILLA DE ACEROS												
Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES					LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL (m)	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g					
LOSA												
101	I	12	35	11.95	0.00	0.00	0.1	12.15	425.25	377.62		
102	I	12	14	4.65	0.00	0.00	0.1	4.85	67.9	60.3		
103	I	12	47	9.05	0.00	0.00	0.1	9.25	434.75	386.06		
104	I	12	20	4.65	0.00	0.00	0.1	4.85	97	86.14		
108	C	12	14	3.42	0.15	0.00	0.00	3.72	52.08	46.25		
109	C	12	21	1.95	0.15	0.00	0.00	2.25	47.25	41.96		
110	C	12	35	3.9	0.15	0.00	0.00	4.2	147	130.54		
111	C	12	35	1.95	0.15	0.00	0.00	2.25	78.75	69.93		
112	C	12	20	1.45	0.15	0.00	0.00	1.75	35	31.08		
113	C	12	20	2.95	0.15	0.00	0.00	3.25	65	57.72		
114	C	12	7	1.48	0.15	0.00	0.00	1.78	12.46	11.06		
115	C	12	27	2.95	0.15	0.00	0.00	3.25	87.75	77.92		
116	C	12	7	1.45	0.15	0.00	0.00	1.75	12.25	10.88		
117	C	12	40	2.92	0.15	0.00	0.00	3.22	128.8	114.37		
118	C	12	20	1.46	0.15	0.00	0.00	1.76	35.2	31.26		
119	C	12	14	1.45	0.15	0.00	0.00	1.75	24.5	21.76		
120	C	14	69	3.9	0.15	0.00	0.00	4.2	289.8	350.08		
121	C	14	69	1.96	0.15	0.00	0.00	2.26	155.94	188.38		
122	L	14	414	0.09	0.05	0.00	0	0.14	57.96	70.02	CONECTOR CORTE	
123	C	14	69	1.96	0.15	0.00	0.00	2.25	155.25	187.54		

RESUMEN DE MATERIALES												
Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310	
L (m)	0	0	1750.94	658.95	0	0	0	0	0	0	0	
PESO (Kg)	0.00	0.00	1554.83	796.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Wtot (Kg)	2350.84											
HORMIGON	Fc = 210 Kg/cm2											

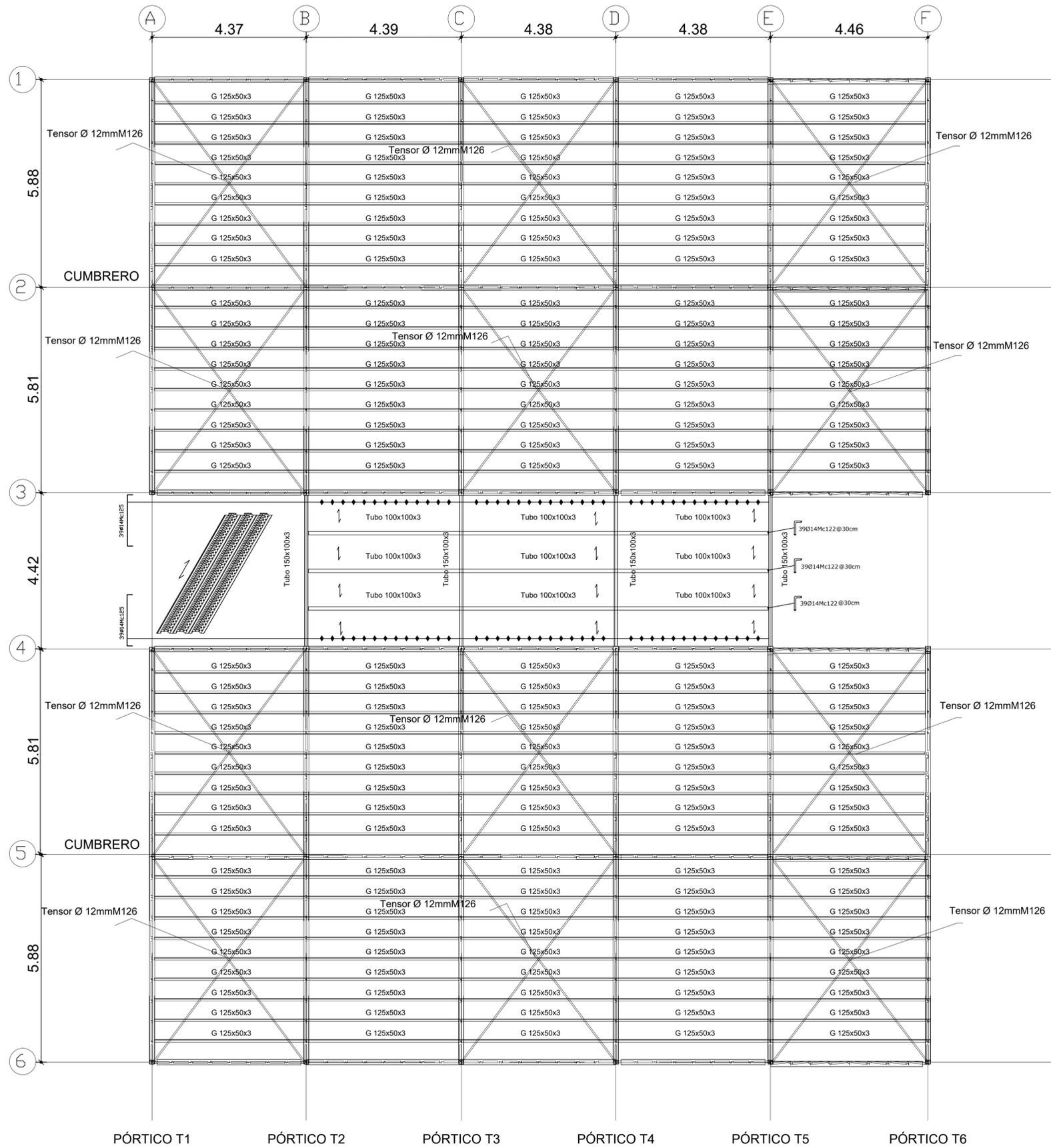


ESPECIFICACIONES TECNICAS

Acero estructural
 Refuerzo principal $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 Recubrimiento de vigas 3 cm, en losas 2.5 cm, columnas 3cm
 Recubrimiento mínimo en muros y cimentaciones 5 cm

HORMIGON:
 Hormigón estructural $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 Los traspases en varillas de acero será 40×1.30 veces el diámetro
 Utilizar editivo epóxico para unir el hormigón nuevo con el existente.

- Otros:
- Hormigón $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ a los 28 días en cilindros estándar.
 - Varillas de acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ corrugado
 - Cualquier cambio sin previa autorización del calculista es de absoluta responsabilidad del constructor.



Planta Cubierta +12.96
1:75

PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL (m)	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
TAPAGRADA											
Marca 100											
122	L	14	117	0.09	0.05	0.00	0	0.14	16.38	19.79	CONECTOR CORTE
125	C	14	78	1.45	0.15	0.00	0.00	1.75	136.5	164.89	
126	I	12	24	7.3	0.00	0.00	0	7.3	175.2	155.58	
RESUMEN DE MATERIALES											
Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	0	175.2	152.88	0	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	0.00	155.58	184.68	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Wtot (Kg)	340.26			LOSA 1 (m3) = 0.00							
HORMIGON f _c	= 210 Kg/cm ²			LOSA 2 (m3) = 0.00							
TIPO DE HIERRO											
ESPECIFICACIONES TECNICAS											
Acero estructural											
Refuerzo principal f _y = 4200 kg/cm ²											
Recubrimiento de vigas 3 cm, en losas 2.5 cm, columnas 3cm											
Recubrimiento mínimo en muros y cimentaciones 5 cm											
HORMIGON:											
Hormigón estructural f _c = 210 kg/cm ²											
Los traslapes en varillas de acero será 40*1.30 veces el diametro											
Utilizar editivo epóxico para unir el hormigón nuevo con el existente.											
Otros:											
1.- Hormigón f _c =210 kg/cm ² a los 28 días en cilindros estándar.											
2.- Varillas de acero f _y =4,200 kg/cm ² corrugado											
3.- Cualquier cambio sin previa autorización del calculista es de absoluta responsabilidad del constructor.											
ESPECIFICACIONES TECNICAS DE LA SOLDADURA											
ELECTRODO CELULOSICO ESPECIAL X-42-RP											
NORMA AWS E610											
COMPOSICION											
C : 0.13 %											
Mn : 0.45%											
Si : 0.15%											
ELECTRODOS DE PENETRACION PROFUNDA QUE DIFIERE DELCONVENCIONAL E 610 POR TENER DETERMINADAS CARACTERISTICAS ESPECIALES DE SOLDABILIDAD EN POSICION VERTICAL DESCENDENTE,IDEAL PARA PASADAS DE RAIZ EN LA SOLDADURA DE OLEODUCTOS.											
RESISTENCIA A LA TRACCION:52-58 KG/MM2											
LIMITE ELASTICO:43-48 KG/MM2											
POSICIONES DE SOLDAR:PLANA HORIZONTAL SOBRECABEZA,VERTICALASCENDENTE,VERTICAL DESCENDENTE											
TIPO DE CORRIENTE: ALTERNA O CONTINUA DE 140-190 A											
NOTA: LOS ELECTRODOS HUMEDOS O CON PRESENCIA DE GRASA DEBERAN SER DESTRUIDOS											
ESPECIFICACIONES TECNICAS DE LA SOLDADURA											
ELECTRODO BASICO DE BAJA ALEACION B -10											
NORMA AWS E7018											
COMPOSICION											
C : 0.06%											
Mn : 1.00%											
Si : 0.65%											
S : 0.010%											
ELECTRODO CON REVESTIMIENTO DE BAJO HIDROGENO, CON POLVO DE HIERRO, PARA SOLDADURA DE ACEROS DE ALTA RESISTENCIA A LA TRACCION (56 KG/MM2)											
RESISTENCIA A LA TRACCION: 55-57 KG/MM2											
ALARGAMIENTO: Lo=5d 30-33%											
RESISTENCIA AL IMPACTO: 18 -20 Kgm CHAPI-V											
TIPO DE CORRIENTE: ALTERNA O CONTINUA DE 140-190 A											
NOTA: LOS ELECTRODOS HUMEDOS O CON PRESENCIA DE GRASA DEBERAN SER DESTRUIDOS											



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

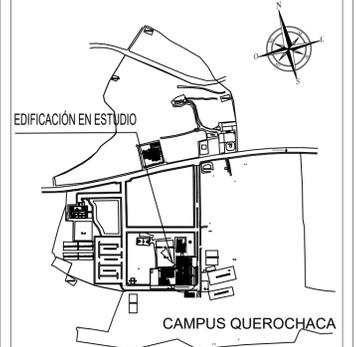


FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

PROYECTO:

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE CIENCIAS AGROPECUARIAS BLOQUE 1 MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES.

UBICACIÓN



Comentarios Adicionales:

CONTIENE: Planta de Cubierta N+12.96

NÚMERO DEL PROYECTO: N-1

PLANO N°: 4/9

FECHA: Septiembre 2021

ELABORADO POR: William Campos N.

APROBÓ: Ing.Mg. Jorge Cevallos

ESCALA: Indicadas



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

PROYECTO:

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE CIENCIAS AGROPECUARIAS BLOQUE 1 MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES.

UBICACIÓN



Comentarios Adicionales:

CONTIENE: Detalles Estructura de Cubierta

NÚMERO DEL PROYECTO: N-1

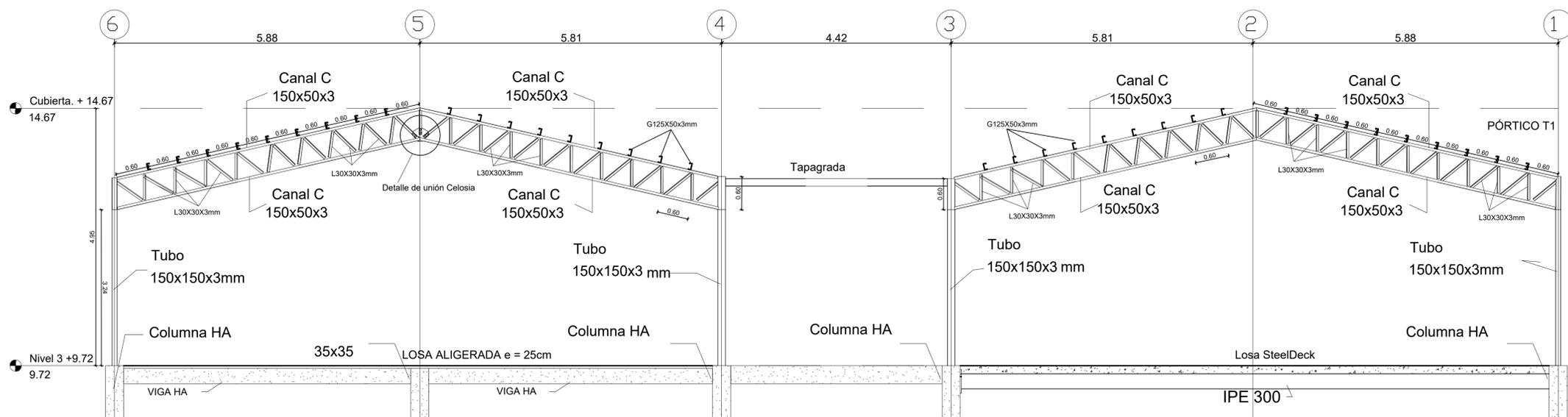
PLANO N°: 5/9

FECHA: Septiembre 2021

ELABORADO POR: William Campos N.

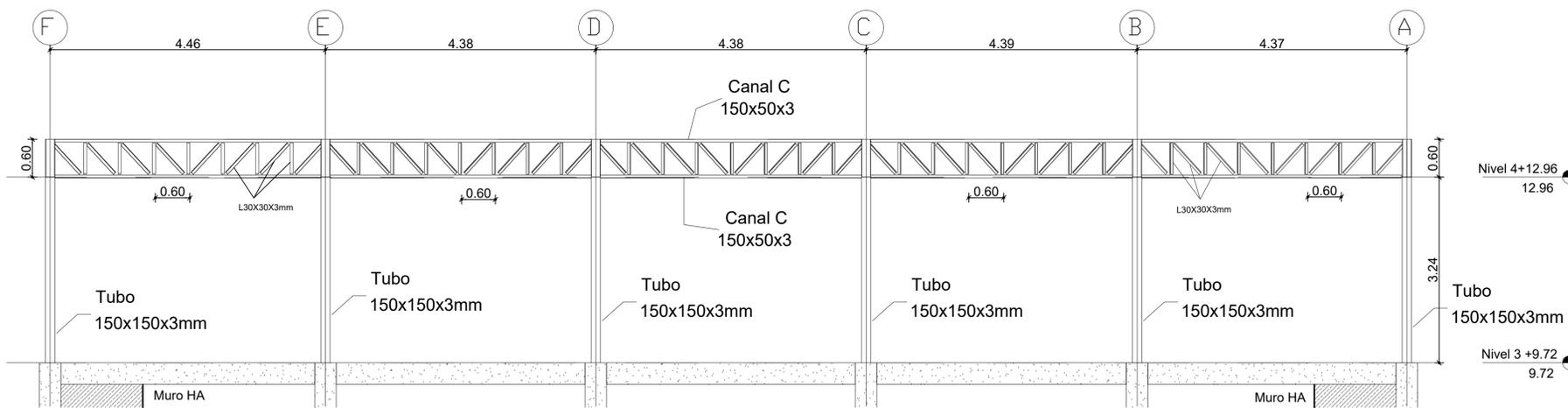
APROBÓ: Ing. Mg. Jorge Cevallos

ESCALA: Indicadas



Vista Frontal Cubierta

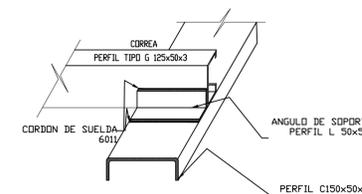
1:50



Vista Lateral Cubierta

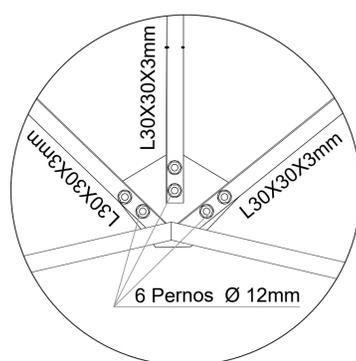
1:50

PLANILLA DE PERFLERIA						
PERFIL TIPO	TIPO	LONGITUD (m)	CANTIDAD	TOTAL (m)	PESO (Kg/m)	PESO (Kg)
G 125X50X3	correa	21.95	36	790.2	5.48	4330.296
C 150X50X3	portico	6.25	48	300	5.62	1686
C 150X50X3	cumbbrero	21.95	12	263.4	5.62	1480.308
L 30X30X3	vertical p	0.6	240	144	1.28	184.32
L 30X30X3	diagonal p	0.65	240	156	1.28	199.68
L 30X30X3	vertical c	0.6	210	126	1.28	161.28
L 30X30X3	diagonal c	0.65	210	136.5	1.28	174.72
T 150X100X3	tapagrada	4.4	4	17.6	1.82	32.032
T 150X100X3	columnas	3.84	24	92.16	1.82	167.7312
T 150X100X3	columnas	4.4	12	52.8	1.82	96.096
t 100x100x3	tapagrada	4.35	9	39.15	1.42	55.593
TOTAL (Kg)						8512.463



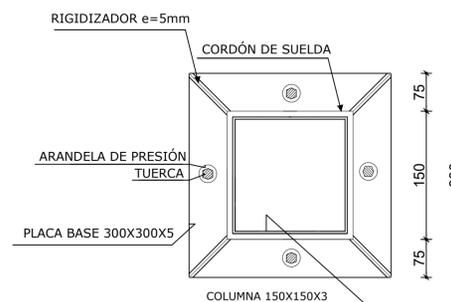
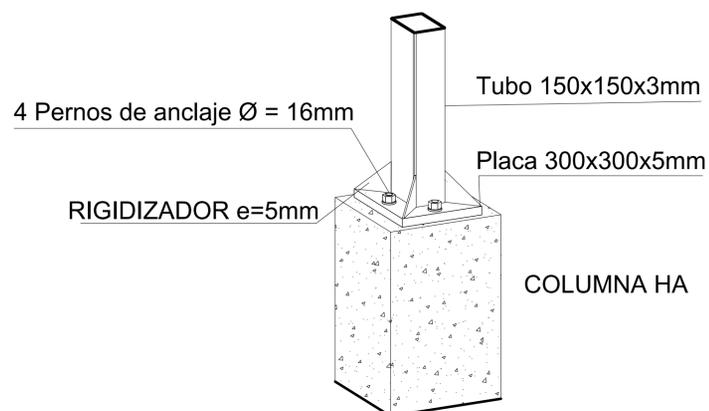
Detalle de Union de correa

S/E



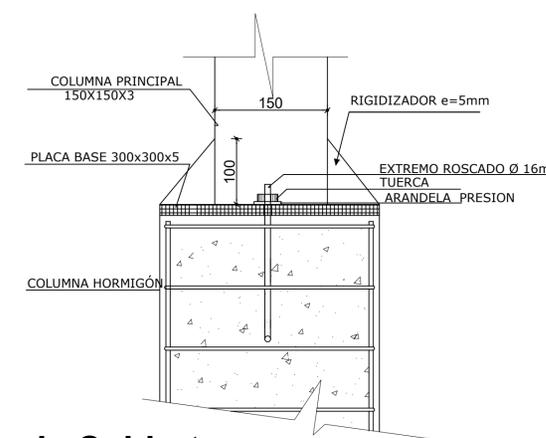
Detalle de Unión Celosía

S/E



Detalle de Uniones Estructura de Cubierta

S/E





UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

PROYECTO:

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE CIENCIAS AGROPECUARIAS BLOQUE 1 MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES.

UBICACIÓN



Comentarios Adicionales:

CONTIENE: Reforzamiento de Elementos Estructurales

NÚMERO DEL PROYECTO: N-1

PLANO N°: 6/9

FECHA: Septiembre 2021

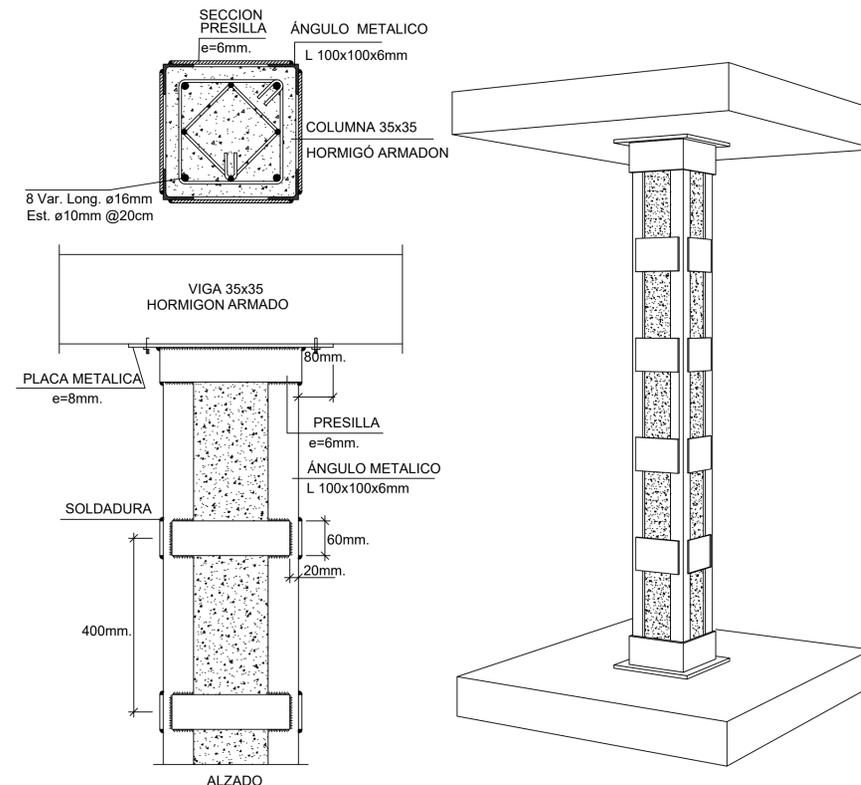
ELABORADO POR: William Campos N.

APROBÓ: Ing.Mg. Jorge Cevallos

ESCALA: Indicadas

Refuerzo De Vigas De Hormigón Armado

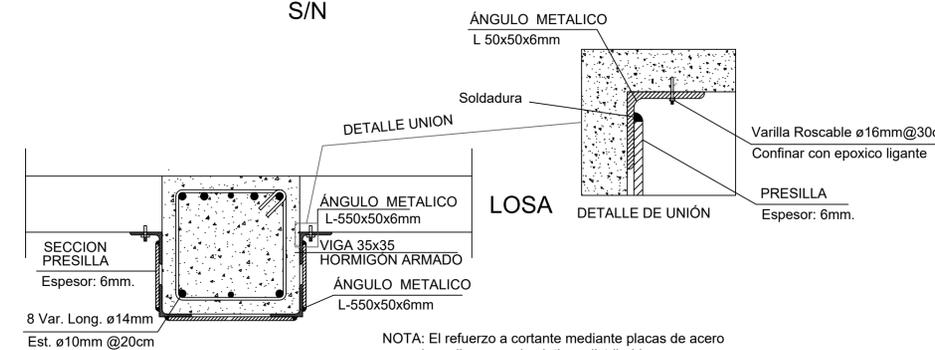
S/N



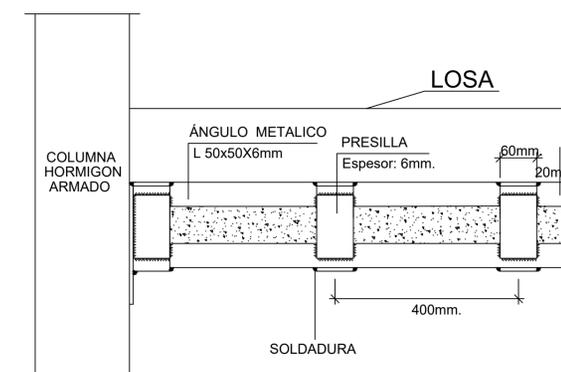
► LAS DIMENSIONES Y DISPOSICION DE LOS PERFILES SE ADAPTARAN A LAS SOLICITACIONES DE CALCULO CORRESPONDIENTE

Refuerzo De Vigas De Hormigón Armado

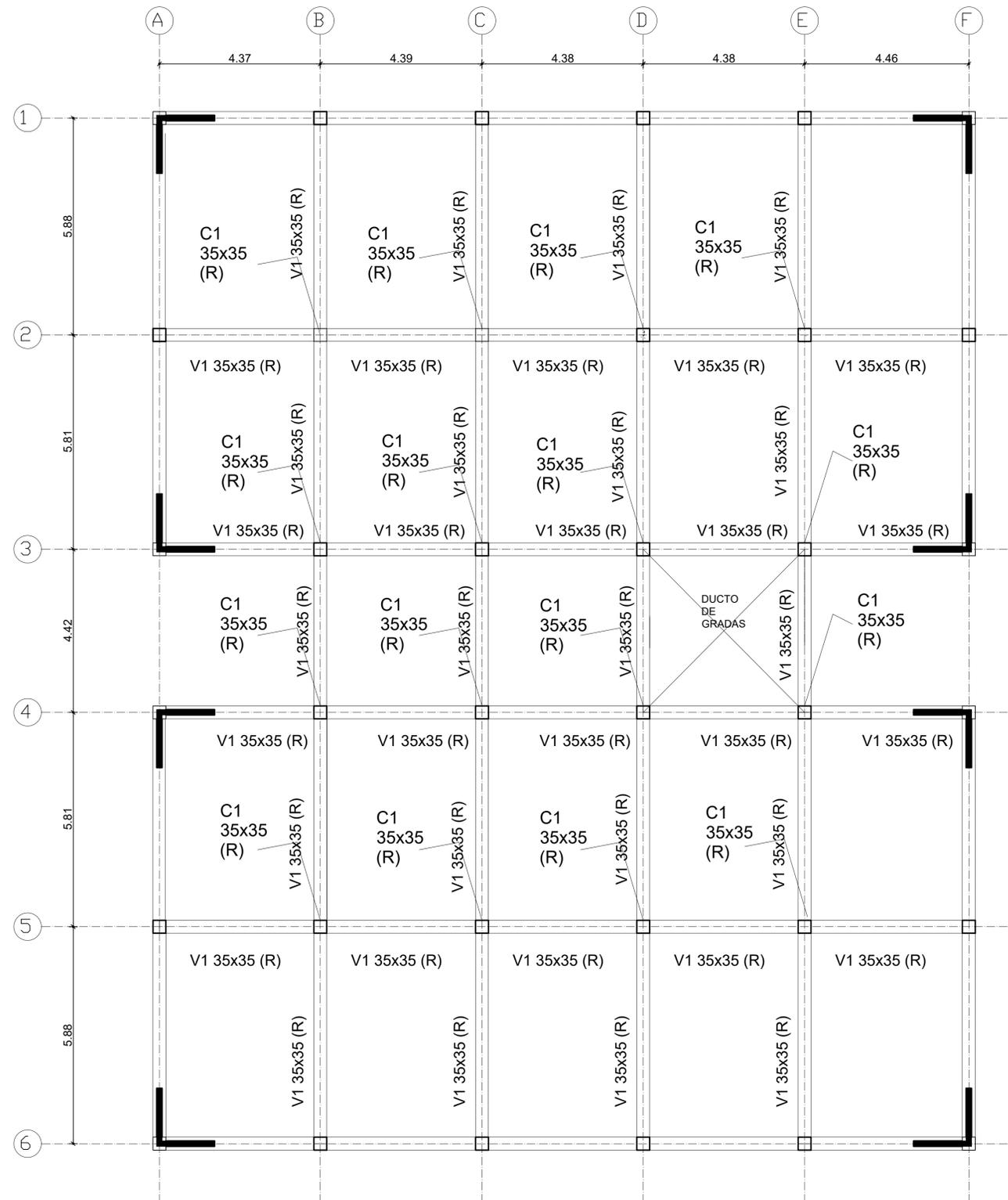
S/N



NOTA: El refuerzo a cortante mediante placas de acero se suele realizar usando pletinas distribuidas con una configuración tipo estribos adheridas al sustrato de la viga de HA mediante resinas epoxicas



► LAS DIMENSIONES Y DISPOSICION DE LOS PERFILES SE ADAPTARAN A LAS SOLICITACIONES DE CALCULO CORRESPONDIENTES

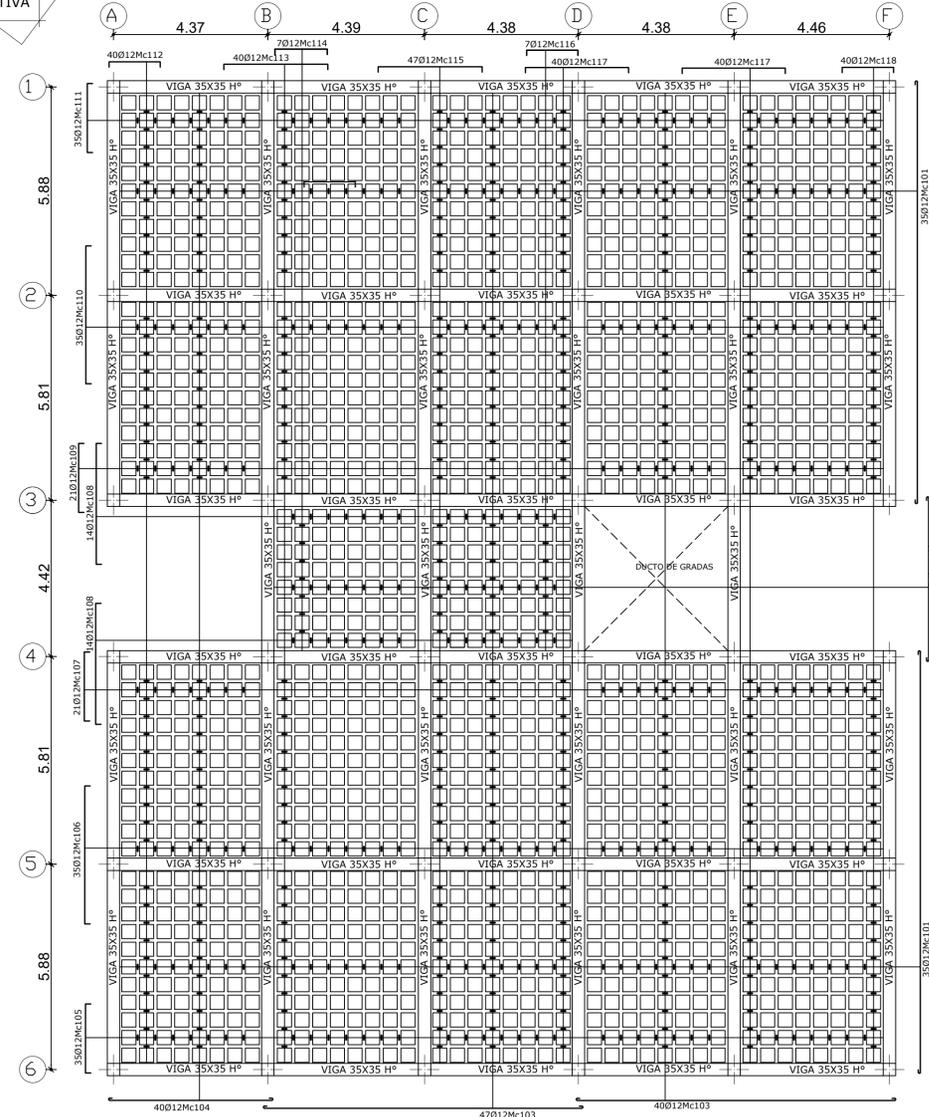


NOTA: TODAS LAS SECCIONES REMARCADAS CON LA NOMENCLATURA (R) SE DEBEN REFERORIZAR, TAL CUAL, COMO SE OBSERVA EN ESTE PLANO. LOS NIVELES A REFORZAR SON: N1+3.24; N2+6.48; N3+9.72.

Refuerzo de Elementos Estructurales

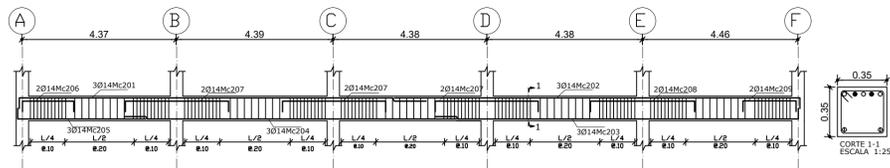
1:75

ARMADURA NEGATIVA



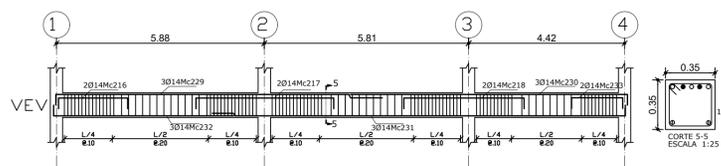
Losa Nivel +3.24;+6.48

1:100



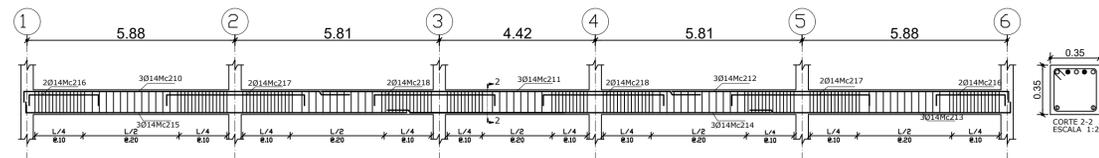
Viga Eje 1,2,3,4,5,6:A-F Nivel +3.24;+6.48;+9.72

V-1:50 H-1:100



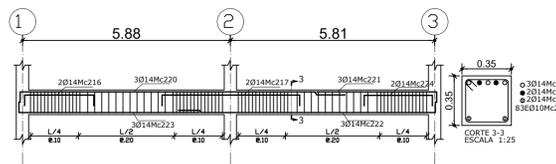
VIGA Eje B,C,D,E:1- 4 Nivel +9.72

V-1:50 H-1:100



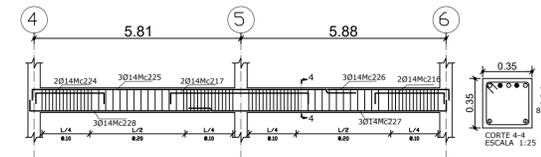
Viga Eje B,C,D,E:1-6 Nivel +3.24;+6.48

V-1:50 H-1:100



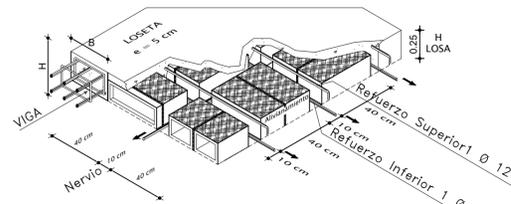
Viga Eje A,F:1-3 Nivel +3.24;+6.48;+9.72

V-1:50 H-1:100

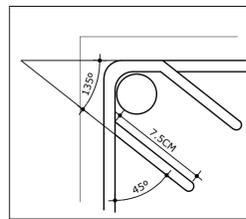


Viga Eje A,F:4-6 Nivel +3.24;+6.48;+9.72

V-1:50 H-1:100



Detalle Isométrico De Losa Aliviada S/E



Detalle del Gancho Sísmico S/E

DIAMETRO DE VARILLA (mm)	DIAMETRO MINIMO DE BOBLADO (mm)
8	24
10	30
12	36
14	42
16	48
18	54
20	60
22	66
25	75
28	84
32	96

TABLA DE DIAMETRO MINIMO DE DOBLADO PARA VARILLAS CON RESALTES
 DIAMETRO DE DOBLADO

Tabla de Doblados de Acero S/E

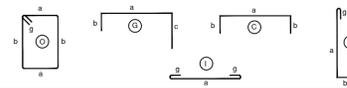
PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar.	LONG. TOTAL	PESO	Observ.
		mm		a	b	c	g	(m)	m	(Kg)	
LOSAS											
101	I	12	140	11.95	0.00	0.00	0.1	12.15	1701	1510.49	
102	I	12	28	4.65	0.00	0.00	0.1	4.85	135.8	120.59	
103	I	12	174	9.05	0.00	0.00	0.1	9.25	1609.5	1429.24	
104	I	12	80	4.65	0.00	0.00	0.1	4.85	388	344.54	
105	C	12	70	1.95	0.15	0.00	0.00	2.25	157.5	139.86	
106	C	12	70	3.9	0.15	0.00	0.00	4.2	294	261.07	
107	C	12	42	1.95	0.15	0.00	0.00	2.25	94.5	83.92	
108	C	12	56	3.42	0.15	0.00	0.00	3.72	208.32	184.99	
109	C	12	42	1.95	0.15	0.00	0.00	2.25	94.5	83.92	
110	C	12	70	3.9	0.15	0.00	0.00	4.2	294	261.07	
111	C	12	70	1.95	0.15	0.00	0.00	2.25	157.5	139.86	
112	C	12	80	1.45	0.15	0.00	0.00	1.75	140	124.32	
113	C	12	80	2.95	0.15	0.00	0.00	3.25	260	230.88	
114	C	12	14	1.48	0.15	0.00	0.00	1.78	24.92	22.13	
115	C	12	94	2.95	0.15	0.00	0.00	3.25	305.5	271.28	
116	C	12	14	1.45	0.15	0.00	0.00	1.75	24.5	21.76	
117	C	12	160	2.92	0.15	0.00	0.00	3.22	515.2	457.5	
118	C	12	80	1.48	0.15	0.00	0.00	1.76	140.8	125.03	
VIGAS											
201	L	14	51	11.5	0.15	0.00	0	11.65	594.15	717.73	
202	L	14	51	11.45	0.15	0.00	0	11.6	591.6	714.65	
203	L	14	51	10.3	0.15	0.00	0	10.45	532.95	643.8	
204	I	14	51	9.4	0.00	0.00	0	9.4	479.4	579.12	
205	L	14	51	3.6	0.15	0.00	0	3.75	191.25	231.03	
206	C	14	34	1.45	0.15	0.00	0.00	1.75	59.5	71.88	
207	C	14	102	2.92	0.15	0.00	0.00	3.22	328.44	396.76	
208	C	14	34	2.95	0.15	0.00	0.00	3.25	110.5	133.48	
209	C	14	34	1.5	0.15	0.00	0.00	1.8	61.2	73.93	
210	L	14	24	9.2	0.15	0.00	0	9.35	224.4	271.08	
211	I	14	24	10.7	0.00	0.00	0	10.7	256.8	310.21	
212	L	14	24	9.5	0.15	0.00	0	9.65	231.6	279.77	
213	L	14	24	7.3	0.15	0.00	0	7.45	178.8	215.99	
214	I	14	24	10.8	0.00	0.00	0	10.8	259.2	313.11	
215	L	14	24	10.85	0.15	0.00	0	11	264	318.91	
216	C	14	54	1.96	0.15	0.00	0.00	2.26	122.04	147.42	
217	C	14	54	3.9	0.15	0.00	0.00	4.2	226.8	273.97	
218	C	14	38	3.41	0.15	0.00	0.00	3.71	140.98	170.3	
220	L	14	12	9.2	0.15	0.00	0	9.35	112.2	135.54	
221	L	14	12	3.4	0.15	0.00	0	3.55	42.6	51.46	
222	L	14	12	7.25	0.15	0.00	0	7.4	88.8	107.27	
223	L	14	12	5.1	0.15	0.00	0	5.25	63	76.1	
224	C	14	16	1.93	0.15	0.00	0.00	2.23	35.68	43.1	
225	L	14	12	9.15	0.15	0.00	0	9.3	111.6	134.81	
226	L	14	12	3.43	0.15	0.00	0	3.58	42.96	51.9	
227	L	14	12	7.3	0.15	0.00	0	7.45	89.4	108	
228	L	14	12	5.1	0.15	0.00	0	5.25	63	76.1	
229	L	14	9	9.25	0.15	0.00	0	9.4	84.8	102.2	
230	L	14	9	7.85	0.15	0.00	0	8	72	88.98	
231	L	14	9	11.6	0.15	0.00	0	11.75	105.75	127.75	
232	L	14	9	5.1	0.15	0.00	0	5.25	47.25	57.08	
233	C	14	6	1.45	0.15	0.00	0.00	1.75	10.5	12.68	
240	O	10	5121	0.3	0.3	0.00	0.08	1.36	6964.56	4297.13	

RESUMEN DE MATERIALES

Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	6964.56	6545.54	5822.95	0	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	4297.13	5812.44	7034.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Wtot (Kg)	17143.69										
HORMIGON Fc	= 210 Kg/cm ²										

TIPO DE HIERRO



ESPECIFICACIONES TECNICAS

Acero estructural
 Refuerzo principal $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 Recubrimiento de vigas 3 cm, en losas 2.5 cm, columnas 3cm
 Recubrimiento mínimo en muros y cimentaciones 5 cm
 HORMIGON:
 Hormigón estructural $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 Los traslapes en varillas de acero será 40*1.30 veces el diametro
 Utilizar editivo epoxico para unir el hormigón nuevo con el existente.

- Otros:
- Hormigón $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ a los 28 días en cilindros estándar.
 - Varillas de acero $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ corrugado
 - Cualquier cambio sin previa autorización del calculista es de absoluta responsabilidad del constructor.



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

PROYECTO:

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE CIENCIAS AGROPECUARIAS BLOQUE 1 MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES.

UBICACIÓN



Comentarios Adicionales:

CONTIENE: Armado de losa y vigas

NÚMERO DEL PROYECTO: N-1

PLANO N°: 7/9

FECHA: Septiembre 2021

ELABORADO POR: William Campos N.

APROBÓ: Ing.Mg. Jorge Cevallos

ESCALA: Indicadas



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

PROYECTO:

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE CIENCIAS AGROPECUARIAS BLOQUE 1 MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES.

UBICACIÓN



Comentarios Adicionales:

CONTIENE: Planta de cimentación y columnas

NÚMERO DEL PROYECTO: N-1

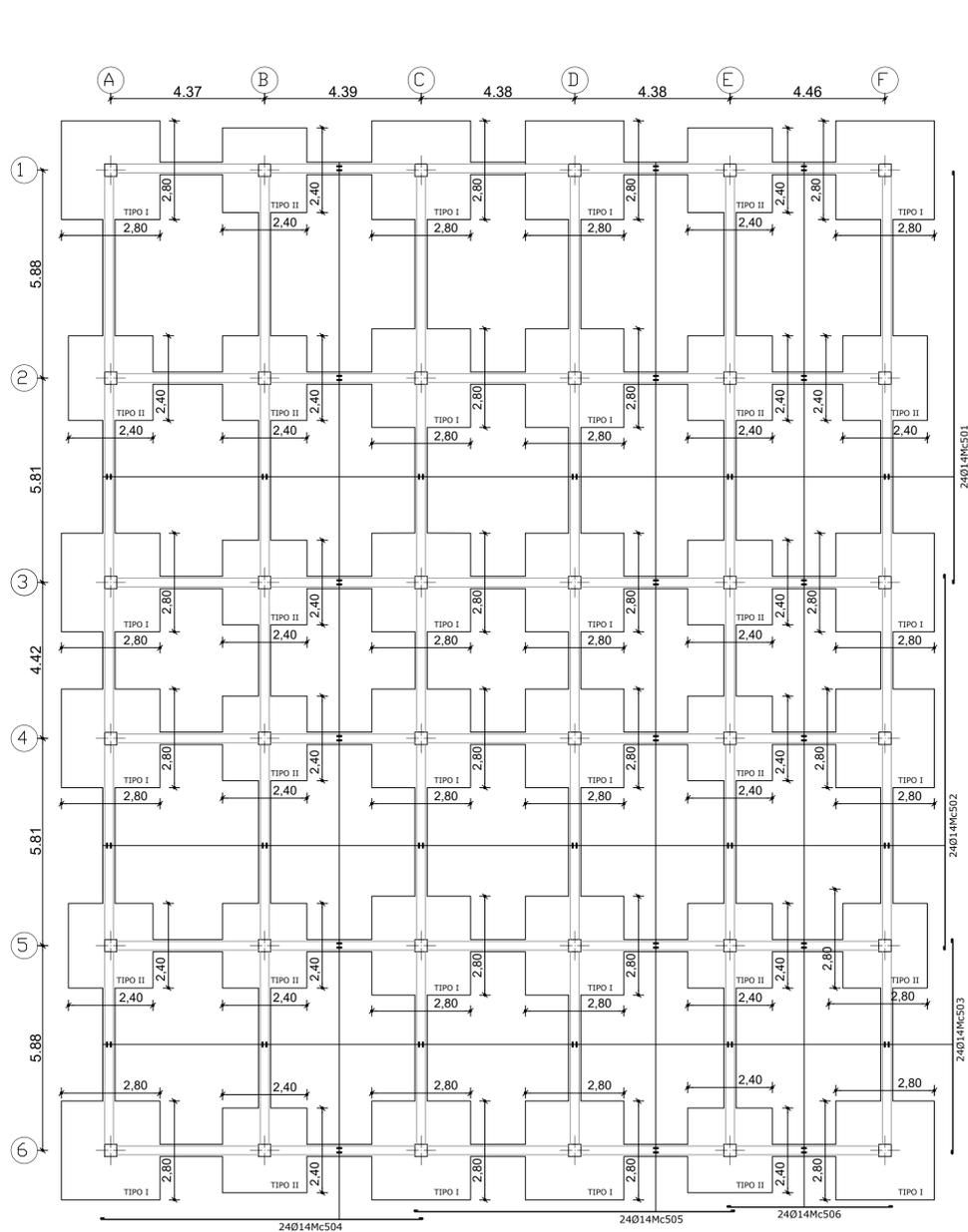
PLANO N°: 8/9

FECHA: Septiembre 2021

ELABORADO POR: William Campos N.

APROBÓ: Ing.Mg. Jorge Cevallos

ESCALA: Indicadas



Planta de Ciemntación Nivel -1.80

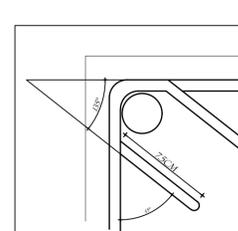
1:100

CUADRO DE ZAPATAS											
TIPO	SÓN	COLUMNAS CON IGUAL TIPO DE CIMENTACIÓN	COTA DE CIMENTACIÓN			DIMENSIONES EN (m)			ACERO ASX	ACERO ASY	1 Ø
			B	L	d	H				CAJÓN	
I	8	A1,A3,A4,A6,F1,F3,F4,F6	1.80	2.80	0.30	0.35	18012Mc507	15cm	18012Mc507	15cm	
I	12	C1,C2,C3,C4,C5,C6 D1,D2,D3,D4,D5,D6	1.80	2.80	0.30	0.35	18012Mc507	15cm	18012Mc507	15cm	
I-II	16	A2,A5,B1,B3,B5,B6 E1,E2,E3,E4,E5,E6,F2,F5	1.80	2.40	0.30	0.35	16012Mc508	15cm	16012Mc508	15cm	

ZAPATAS FLEXIBLES TIPO		
TIPO	ASX	ASY
TIPO I-II	Asx	Asy
TIPO III	Asx	Asy
TIPO IV	Asx	Asy

Recubrimiento de H.S. Fc=180 Kg/cm²(e=10cm) Sobre base empotrada

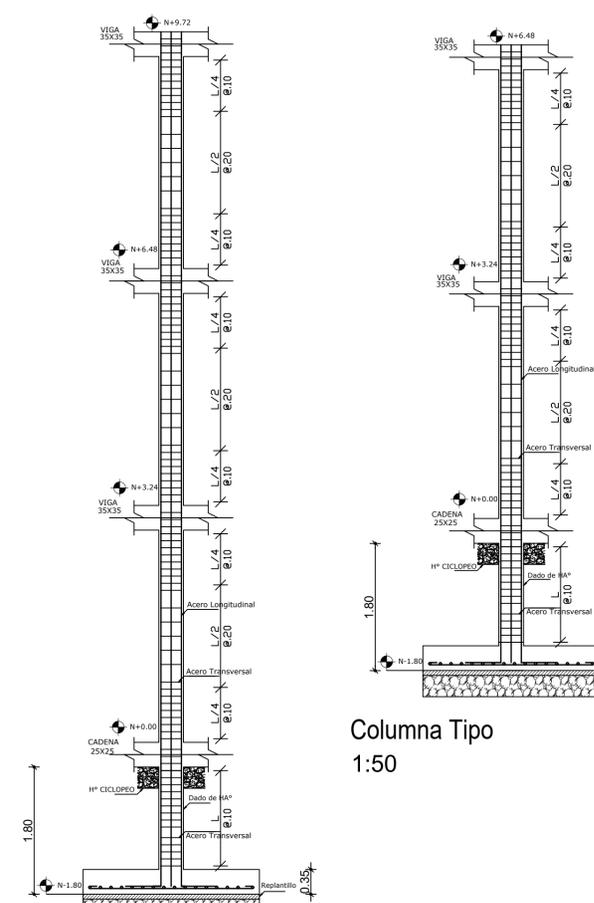
Detalle Gancho Sísmico S/E



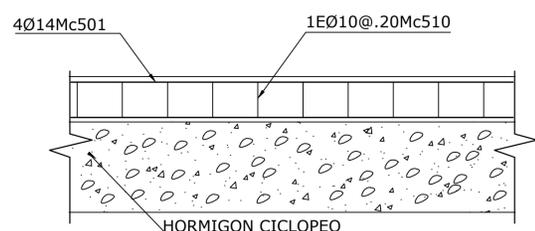
Detalle Gancho Sísmico S/E

CUADRO DE COLUMNAS							
UBICACION	VA DE NIVEL	A NIVEL	HIERRO LONGITUDINAL	MC	HIERRO TRANSVERSAL	# DE COLUMNAS	TIPO
B5,E5	-1.8	+6.48	8Ø16mm	301	EØ10@10-20cm EØ8@10-20cm	310,305	2 TIPO I
A1,A2,A3,A4,A5,A6 F1,F2,F3,F4,F5,F6 B1,B2,B3,B4,B6	-1.8	+9.72	8Ø16mm	302	EØ10@10-20cm EØ8@10-20cm	310,305	17 TIPO I
C1,C2,C3,C4,C5,C6 D1,D2,D3,D4,D5,D6 E1,E2,E3,E4,E6	-1.8	+9.72	8Ø16mm	302	EØ10@10-20cm EØ8@10-20cm	310,305	17 TIPO I

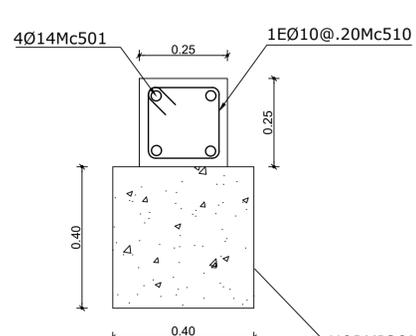
TIPO I	
0.35	0.35
E Ø10@10-20-10	E Ø8@10-20-10
Ø 16mm	



Columna Tipo 1:50

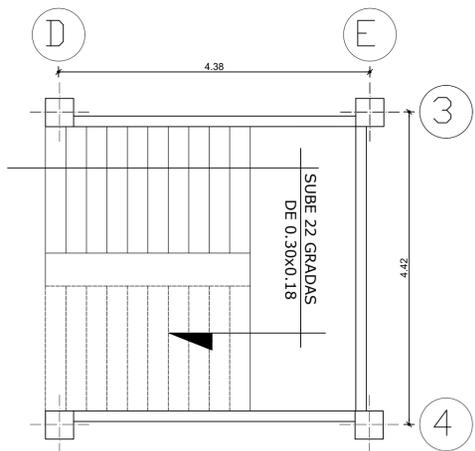


Cadena de Amarre en Elevación S/E

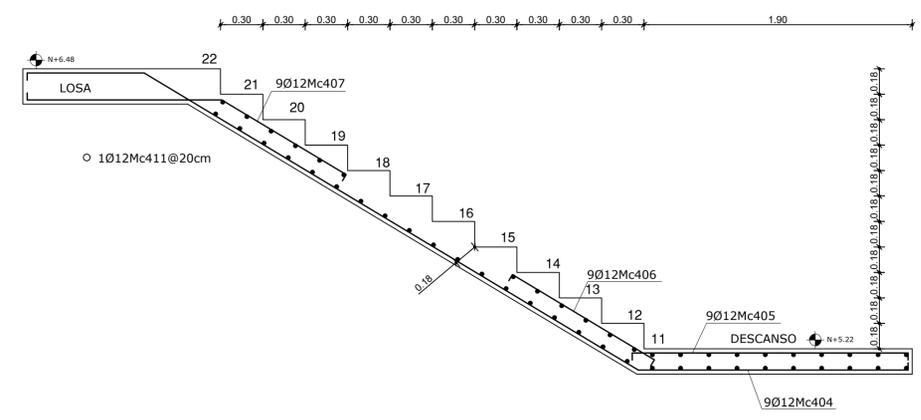


Cadena de Amarre 1:10

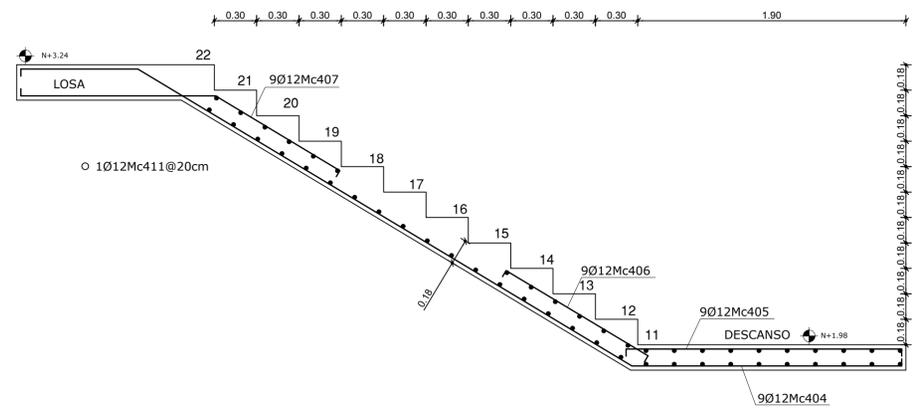
PLANILLA DE ACEROS											
Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES			LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL (m)	PESO (Kg)	Observ.	
				a	b	c	g				
COLUMNAS											
Marca 300											
301	L	16	16	8.75	0.3	0.00	0	9.05	144.8	228.49	
302	L	16	272	11.6	0.3	0.00	0	11.9	3236.8	5107.67	
305	O	10	3404	0.3	0.3	0.00	0.08	1.36	4629.44	2856.36	
310	O	10	3404	0.22	0.22	0.00	0.08	1.04	3540.16	2184.28	
Marca 500											
501	I	14	24	11.7	0.00	0.00	0.1	11.9	285.6	345	
502	I	14	24	10.65	0.00	0.00	0.1	10.85	260.4	314.56	
503	I	14	24	6.1	0.00	0.00	0.1	6.3	151.2	182.65	
504	I	14	24	9.15	0.00	0.00	0.1	9.35	224.4	271.08	
505	I	14	24	9.1	0.00	0.00	0.1	9.3	223.2	269.63	
506	I	14	24	4.7	0.00	0.00	0.1	4.9	117.6	142.06	
507	I	14	720	2.65	0.00	0.00	0.1	2.85	2052	2478.82	
508	I	14	512	2.25	0.00	0.00	0.1	2.45	1254.4	1515.32	
510	O	10	1833	0.2	0.2	0.00	0.08	0.96	1759.68	1085.72	
RESUMEN DE MATERIALES											
Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	9929.28	0	4568.8	3381.6	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	6126.37	0.00	5519.11	5336.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Wtot (Kg)	16981.64										
HORMIGON Fc	= 210 Kg/cm ²										
TIPO DE HIERRO											
ESPECIFICACIONES TECNICAS											
Acero estructural											
Refuerzo principal $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$											
Recubrimiento de vigas: 3 cm, en losas 2.5 cm, columnas 3cm											
Recubrimiento mínimo en muros y cimentaciones 5 cm											
HORMIGON:											
Hormigón estructural $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$											
Los traslapes en varillas de acero será 40*1.30 veces el diámetro											
Utilizar editivo epóxico para unir el hormigón nuevo con el existente.											
Otros:											
1- Hormigón $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ a los 28 días en cilindros estándar.											
2- Varillas de acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ corrugado											
3- Cualquier cambio sin previa autorización del calculista es de absoluta responsabilidad del constructor.											



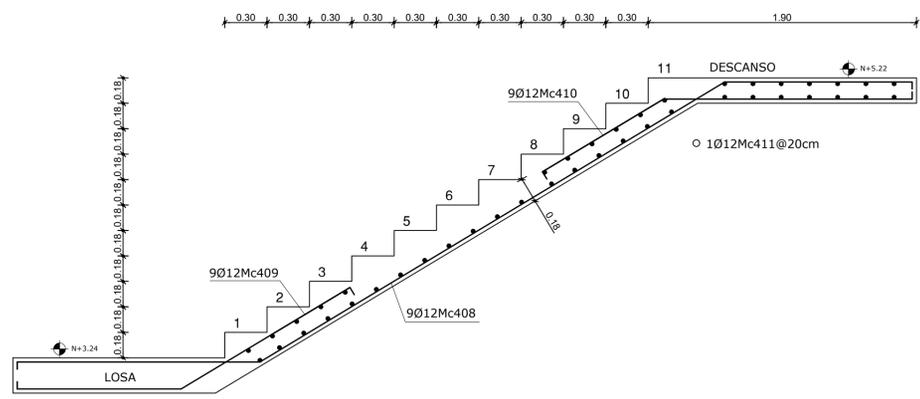
Detalle de Grada
1:50



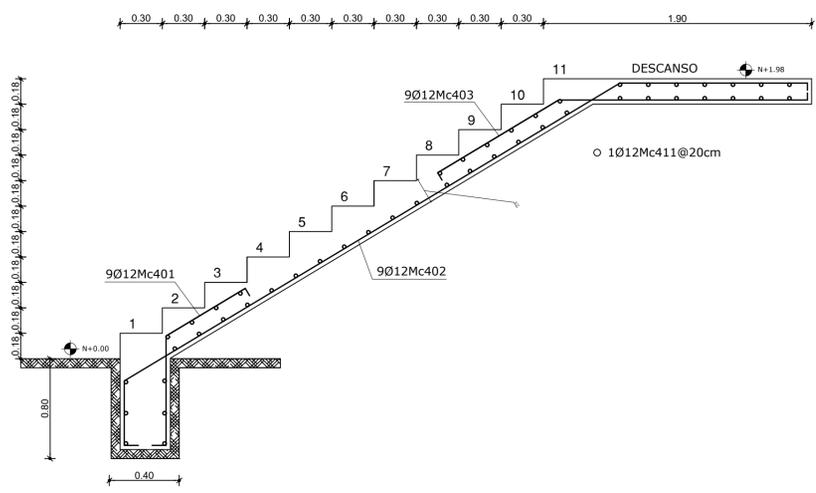
Armado de Grada
1:25



Armado de Grada
1:25



Armado de Grada
1:25



Armado de Grada
1:25

PLANILLA DE ACEROS											
Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
GRADAS											
401	V	12	9	0.05	0.77	0.65	0.05	1.52	13.68	12.15	
402	V	12	9	0.05	0.45	4.1	1.35	0	54	47.95	
403	V	12	9	0.05	1	1.76	0.05	2.86	25.74	22.86	
404	V	12	27	0.05	1.91	4.1	0.8	6.91	166.57	165.67	
405	V	12	27	0.05	1.95	0.05	0	2.05	55.35	49.15	
406	V	12	27	0.05	1.18	0.05	0	1.28	34.56	30.69	
407	V	12	27	0.05	1.02	1.37	0.05	2.49	67.23	59.7	
408	V	12	18	0.05	1.72	3.85	1.33	7	126	111.89	
409	V	12	18	0.05	1.16	1.4	0.05	2.66	47.88	42.52	
410	V	12	18	0.05	1	1.76	0.05	2.86	51.48	45.71	
411	I	12	241	1.7	0.00	0.00	0.1	1.9	457.9	406.62	
RESUMEN DE MATERIALES											
Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	0	1120.39	0	0	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	0.00	994.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Wtot (Kg)	994.91										
HORMIGON Fc	210 Kg/cm ²										
TIPO DE HIERRO											
ESPECIFICACIONES TECNICAS											
<p>Acero estructural Refuerzo principal $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ Recubrimiento de vigas 3 cm, en losas 2.5 cm, columnas 3cm Recubrimiento mínimo en muros y cimentaciones 5 cm</p> <p>HORMIGON: Hormigón estructural $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ Los fraslapes en varillas de acero será 40×1.30 veces el diametro Utilizar editivo epóxico para unir el hormigón nuevo con el existente.</p> <p>Otros: 1.- Hormigón $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ a los 28 días en cilindros estandar. 2.- Varillas de acero $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$ corrugado 3.- Cualquier cambio sin previa autorización del calculista es de absoluta responsabilidad del constructor.</p>											



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

PROYECTO:

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE CIENCIAS AGROPECUARIAS BLOQUE 1 MEDIANTE LA MEDICIÓN DE VIBRACIONES.

UBICACIÓN



Comentarios Adicionales:

CONTIENE: Armado de Gradass

NÚMERO DEL PROYECTO: N-1

PLANO Nº: 9/9

FECHA: Septiembre 2021

ELABORADO POR: William Campos N.

APROBÓ: Ing.Mg. Jorge Cevallos

ESCALA: Indicadas

PLANOS ARQUITECTÓNICOS.



UNIVERSIDAD
TÉCNICA DE
AMBATO

DIRECCIÓN DE
INFRAESTRUCTURA

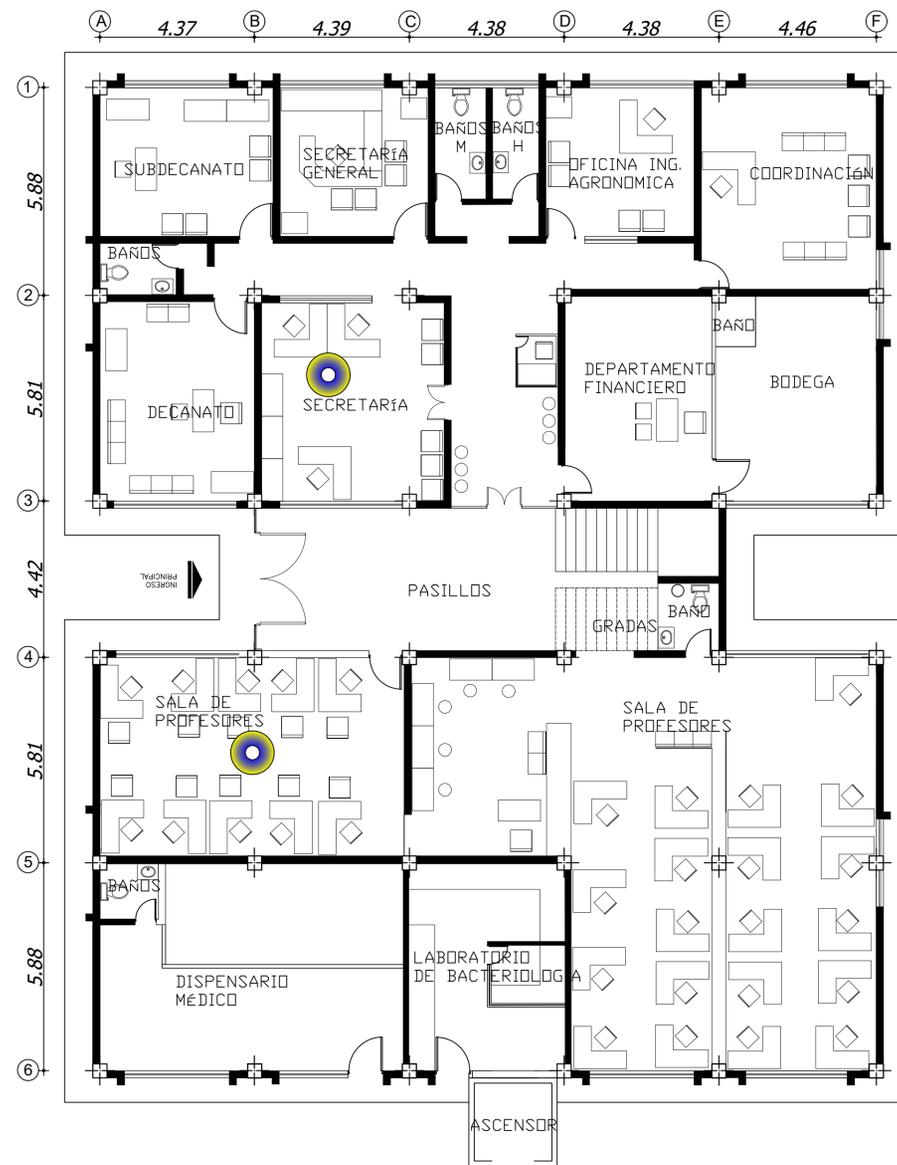
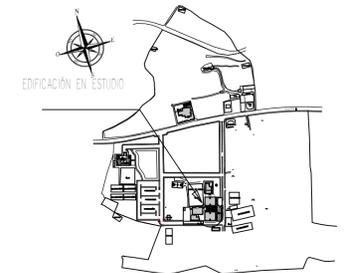
PLANO DE INFRAESTRUCTURA FÍSICA DE LA UTA

FACULTAD DE CIENCIAS AGROPECUARIAS

CODIGO:
DIRINF-CQ-E02 -P1-2019

OTRA DENOMINACIÓN A LA EDIFICACIÓN: BLOQUE 2
FECHA DE ACTUALIZACIÓN: AGOSTO 2019

UBICACIÓN:
CAMPUS QUEROCHACA



DESCRIPCIÓN	ÁREA (M ²)
PLANTA BAJA	537.6
SUBDECANATO	20.42
SECRETARÍA GENERAL	17.42
BAÑOS MUJERES	5.96
BAÑOS HOMBRES	5.96
OFICINA ING. AGRONÓMICA	17.36
COORDINACIÓN	28.01
BODEGA	24.22
DEPARTAMENTO FINANCIERO	24.07
SECRETARÍA	28.92
DECANATO	24.43
GRADAS	18.62
BAÑO	4.37
PASILLO	92.75
SALA DE PROFESORES	48.07
SALA DE PROFESORES	100.7
BAÑO	2.56
DISPENSARIO MÉDICO	46.79
LABORATORIO BACTERIOLOGÍA	25.42
ASCENSOR	1.55

APROBADO POR:
ARQ. SAÚL MEDINA

REVISADO POR:
ING. MARIO TORRES

ELABORADO POR:
LADY CHICO





UNIVERSIDAD
TÉCNICA DE
AMBATO

DIRECCIÓN DE
INFRAESTRUCTURA

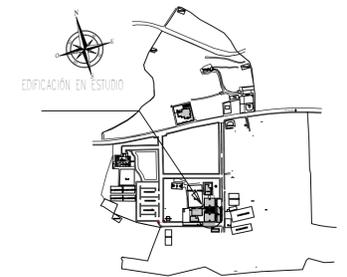
PLANO DE INFRAESTRUCTURA FÍSICA DE LA UTA

FACULTAD DE CIENCIAS AGROPECUARIAS

CODIGO:
DIRINF-CQ-E02 -P2-2019

OTRA DENOMINACIÓN A LA EDIFICACIÓN: BLOQUE 2
FECHA DE ACTUALIZACIÓN: AGOSTO 2019

UBICACIÓN:
CAMPUS QUEROCHACA



Escala Gráfica

DESCRIPCIÓN	ÁREA (M ²)
PRIMER PISO	592,99
AULA CUARTO SEMESTRE	50,2
SALA DE GRADOS	49,99
AULA OCTAVO SEMESTRE	49,99
AULA SÉPTIMO SEMESTRE	49,99
CENTRO DE SOPORTE	17,67
BAÑO M	8,29
BAÑO H	8,29
AULA SEXTO SEMESTRE	49,99
ARCHIVO	49,99
NIVELACIÓN CERO	49,99
AULA QUINTO SEMESTRE	49,99
GRADAS	16,68
PASILLO	90,96

APROBADO POR:
ARQ. SAÚL MEDINA

REVISADO POR:
ING. MARIO TORRES

ELABORADO POR:
LADY CHICO



UNIVERSIDAD
TÉCNICA DE
AMBATO

DIRECCIÓN DE
INFRAESTRUCTURA

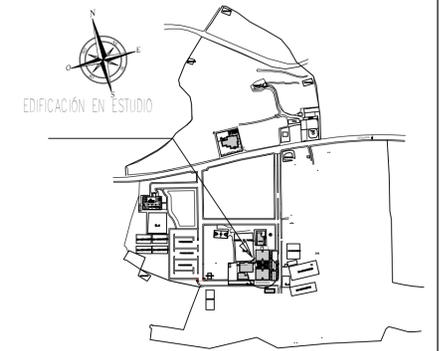
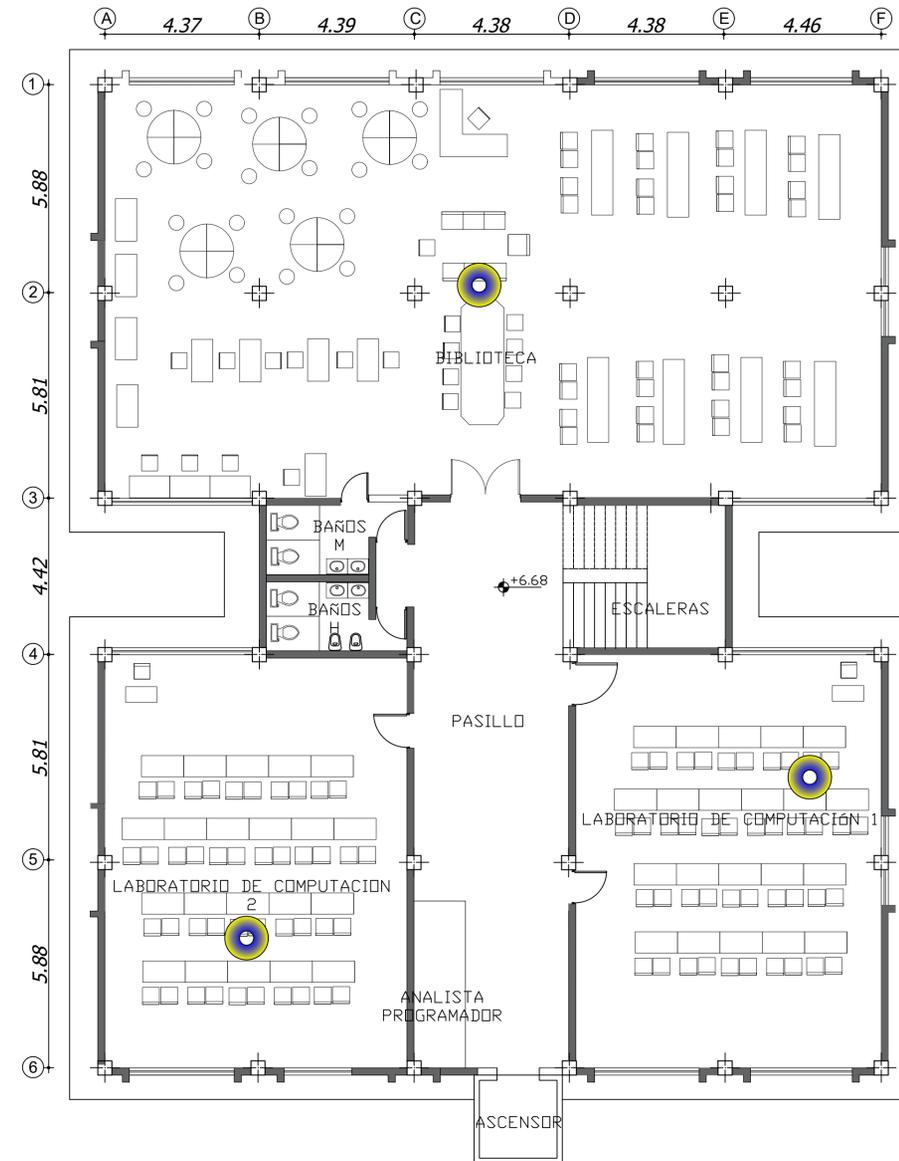
PLANO DE INFRAESTRUCTURA FÍSICA DE LA UTA

FACULTAD DE CIENCIAS AGROPECUARIAS

CODIGO:
DIRINF-CQ-E02 -P3-2019

OTRA DENOMINACIÓN A LA EDIFICACIÓN: BLOQUE 2
FECHA DE ACTUALIZACIÓN: AGOSTO 2019

UBICACIÓN:
CAMPUS QUEROCHACA



DESCRIPCIÓN	ÁREA (M ²)
SEGUNDO PISO	592,99
BIBLIOTECA	251,04
BAÑOS MUJERES	7,71
BAÑOS HOMBRES	7,71
LAB. COMPUTACIÓN 1	99,26
LAB. COMPUTACIÓN 2	99,26
ASCENSOR	2,4
ANALISTA PROGRAMADOR	4,32
PASILLO	68,08
ESCALERAS	18,5

APROBADO POR:
ARQ. SAÚL MEDINA

REVISADO POR:
ING. MARIO TORRES

ELABORADO POR:
LADY CHICO





UNIVERSIDAD
TÉCNICA DE
AMBATO

DIRECCIÓN DE
INFRAESTRUCTURA

PLANO DE INFRAESTRUCTURA FÍSICA DE LA UTA

FACULTAD DE CIENCIAS AGROPECUARIAS

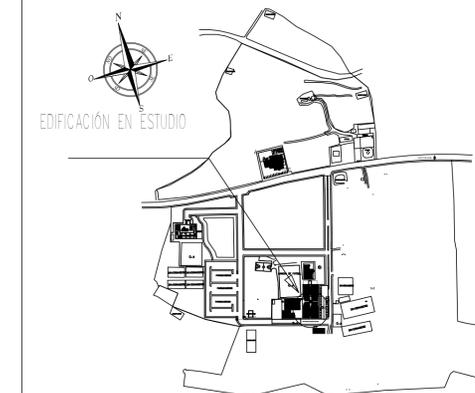
CODIGO:

DIRINF-CH-E21-P4-2020

OTRA DENOMINACIÓN A LA EDIFICACIÓN:
AGROPECUARIAS R1

FECHA DE ACTUALIZACIÓN:
AGOSTO 2019

UBICACIÓN: QUEROCHACA



DESCRIPCIÓN	AREA (M2)
SALÓN GRADAS	111.10 M2
SALÓN REUNIONES	111.94 M2
HALL CENTRAL	66.23 M2
BAÑO HOMBRES	20.03 M2
BAÑO MUJERES	11.54 M2
BAÑO PERSONAS CON DISCAPACIDAD	5.15 M2
BAÑO CAFETERÍA	4.38 M2
CAFETERÍA	47.77 M2
BODEGA SALA DE PROFESORES	3.11 M2
SALA DE PROFESORES	198.14 M2
TOTAL	597.39 M2

APROBADO POR:
ING. JORGE CEVALLOS

ELABORADO POR:
ARQ. MABEL CABEZAS

