



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

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

TEMA:

**“ANÁLISIS EXPERIMENTAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL
EDIFICIO DE LA FACULTAD DE JURISPRUDENCIA Y
CIENCIAS SOCIALES, MEDIANTE LA MEDICIÓN DE
ACELERACIONES.”**

AUTORA: Patricia Nataly Pilco Yaguar

TUTOR: Ing. Mg. Jorge Washington Cevallos Cabrera

AMBATO – ECUADOR

Junio - 2022

CERTIFICACIÓN

En mi calidad de Tutor del Trabajo Experimental, previo a la obtención del Título de Ingeniera Civil, con el tema: “**ANÁLISIS EXPERIMENTAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE JURISPRUDENCIA Y CIENCIAS SOCIALES, MEDIANTE LA MEDICIÓN DE ACELERACIONES.**”, elaborado por la Srta. Patricia Nataly Pilco Yaguar, portadora de la cédula de ciudadanía: C.I. 1804866794, 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 autora.
- Ha sido revisado cada uno de sus capítulos componentes.
- Esta concluido en su totalidad.

Ambato, Junio 2022

Ing. Mg. Jorge Washington Cevallos Cabrera.

TUTOR

AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN

Yo, **Patricia Nataly Pilco Yaguar**, con C.I.1804866794 declaro que todas las actividades y contenidos expuestos en el presente Trabajo Experimental con el tema **“ANÁLISIS EXPERIMENTAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE JURISPRUDENCIA Y CIENCIAS SOCIALES, MEDIANTE LA MEDICIÓN DE ACELERACIONES.”**, así como también los gráficos, conclusiones y recomendaciones son de mi exclusiva responsabilidad como autora del proyecto, a excepción de las referencias bibliográficas citadas en el mismo.

Ambato, Junio 2022



Patricia Nataly Pilco Yaguar

C.I: 1804866794

AUTORA

DERECHOS DE AUTOR

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

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

Ambato, Junio 2022



Patricia Nataly Pilco Yaguar

C.I: 1804866794

AUTORA

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros del Tribunal de Grado aprueban el informe del Trabajo Experimental, realizado por la estudiante Patricia Nataly Pilco Yaguar de la Carrera de Ingeniería Civil, bajo el tema: **“ANÁLISIS EXPERIMENTAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE JURISPRUDENCIA Y CIENCIAS SOCIALES, MEDIANTE LA MEDICIÓN DE ACELERACIONES.”**

Ambato, Junio 2022

Para constancia firman:

Ing. M.Sc. Maritza Elizabeth Ureña Aguirre

Miembro Calificador

Ing. Mg. Carlos Patricio Navarro Peñaherrera

Miembro calificador

DEDICATORIA

Dedico este trabajo de titulación a Dios y la Stma. Virgen del Rosario, por darme la fuerza la sabiduría para seguir adelante con este sueño tan esperado y por las bendiciones derramadas.

A las personas que siempre confiaron, me apoyaron y siempre están a mi lado que son mis padres Gerardo y Aida, quienes han sido mi ejemplo como ser humano, con sus consejos que me han brindado y han sido el motivo para seguir con este sueño tan anhelado.

A mis hermanos Wilber, Sandra, Deysi y Diego quienes han sido muy importantes en mi vida sin duda alguna con su amor incondicional, consejos y ejemplo han hecho que llegue al final de la meta propuesta.

Patricia Pilco

AGRADECIMIENTO

Quiero agradecer a todas las personas que me han apoyado durante la realización de este proyecto de titulación en primer lugar agradezco a mi tutor Ing. Mg. Jorge Cevallos por, su asesoría para que se haga posible la culminación del proyecto mediante sus conocimientos impartidos.

A Ángel M. por su apoyo incondicional, por estar a mi lado en el transcurso de la carrera, por sus consejos y por creer en mí.

También quiero agradecer a mis amigos quienes durante toda la carrera me han ayudado, apoyado y haber compartido grandes e inolvidables recuerdos junto a cada uno de ellos.

A la Universidad Técnica de Ambato en especial a todos los que pertenecen a la Facultad de Ingeniería Civil, a los docentes quienes con sus conocimientos han hecho que crezca en la parte profesional y también en lo emocional que me guiaron.

ÍNDICE GENERAL

CERTIFICACIÓN.....	ii
AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN	iii
DERECHOS DE AUTORA	iv
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO.....	v
DEDICATORIA.....	vi
AGRADECIMIENTO.....	vii
ÍNDICE GENERAL.....	viii
ÍNDICE TABLAS	xi
ÍNDICE DE FIGURAS	xiv
RESUMEN	xviii
ABSTRACT	xix
CAPITULO I.....	1
MARCO TEÓRICO	1
1.1. Antecedentes Investigativos	1
1.1.1. Antecedentes.....	1
1.1.2. Justificación.....	3
1.1.3. Fundamentación Teórica	4
1.1.4. Hipótesis	46
1.2. Objetivos.....	46
1.2.1. Objetivo General.....	46
1.2.2. Objetivos específicos	46
CAPÍTULO II.....	47
METODOLOGÍA	47
2.1. Descripción de la Metodología	47
2.2. Tipo De Investigación.....	47
2.3. Población y Muestra	48
2.3.1. Población.....	48
2.3.2. Muestra	49
2.4. Materiales y Equipos.....	50
2.5. Métodos	52
2.5.3. Recolección de Datos.....	53
CAPÍTULO III.....	83

RESULTADOS Y DISCUSIÓN	83
3.1. Análisis y discusión de resultados	83
3.1.1. Método cualitativo Grado de Vulnerabilidad	83
3.1.1.1. Metodología propuesta por la norma FEMA 154	83
✓ Formulario Nivel 1	83
✓ Formulario Nivel 2	84
3.1.1.2. Metodología basada en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015	89
3.1.1.3. Inspección visual rápida de la Secretaria Nacional de Gestión de Riesgos (SNGR)	92
3.1.2. Método Cuantitativo del Grado de Vulnerabilidad	95
3.1.2.1. Análisis lineal de la estructura	95
3.1.2.1.1. Definición de los materiales	95
3.1.2.1.2. Definición de secciones	97
3.1.2.1.3. Definición del espectro	99
3.1.2.2. Análisis de resultados del modelo 1	100
3.1.2.2.1. Periodo de vibración	100
3.1.2.2.2. Masa Acumulada	103
3.1.2.2.3. Comportamiento de la Estructura	104
3.1.2.2.4. Validación del Análisis Dinámico	105
3.1.2.2.5. Derivas de Piso	106
3.1.2.2.5.1. Derivas por cortante estático	107
3.1.2.2.5.2. Derivas por cortante dinámico	111
3.1.2.2.6. Chequeo de elementos estructurales	115
3.1.2.2.7. Demanda /capacidad de las columnas	120
3.1.2.3. Reforzamiento de la estructura de concreto	123
3.1.2.3.1. Refuerzo mediante cruces de san Andrés	124
3.1.2.4. Análisis de resultados del modelo 2	128
3.1.2.4.1. Periodo de vibración del modelo 2	128
3.1.2.4.2. Masa Acumulada	131
3.1.2.4.3. Comportamiento de la Estructura	132
3.1.2.4.4. Validación del Análisis Dinámico	133
3.1.2.4.5.1. Derivas por cortante estático	134
3.1.2.4.5.2. Derivas por cortante dinámico	136

3.1.2.4.6.	Chequeo de elementos estructurales	139
3.1.2.4.7.	Demanda /capacidad de las columnas.....	143
3.1.2.5.	Análisis estático no lineal	147
3.1.2.5.1.	Modelo de comportamiento no lineal para los materiales.....	147
3.1.2.5.2.	Carga Gravitacional No Lineal.....	148
3.1.2.5.3.	Carga Lateral no lineal (Pushover).....	149
3.1.2.5.4.	Asignación de Rótulas plásticas	151
3.1.2.5.6.	Punto de Desempeño	157
3.1.2.5.8.	Análisis por medio de la medición de aceleraciones	164
3.2.	Verificación de la hipótesis	166
CAPÍTULO IV		167
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		167
4.1.	Conclusiones.....	167
4.2.	Recomendaciones	168
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		170
ANEXOS		174
A.	ANEXOS FOTOGRÁFICOS	174
B.	ANEXOS DE TABLAS PARA EL ANALISIS Y RESULTADOS.....	177
C.	ANEXOS CALCULOS TÍPICOS.....	180
D.	ANEXOS SECCIONES CALCULADAS CON LOS REQUISITOS MINIMOS DE CUANTIA EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	182
<u>E.</u>	PLANOS ARQUITECTÓNICOS Y ESTRUCTURALES.....	184

ÍNDICE TABLAS

Tabla 1 Valores del factor de aceleración máxima en roca, Z en base a la zona sísmica.....	6
Tabla 2 Perfil Tipo D de suelo para el diseño sísmico.	8
Tabla 3 Tipo de suelo y Factores de sitio Fa	9
Tabla 4 Tipo de suelo y Factores de sitio Fd	9
Tabla 5 Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs.	9
Tabla 6 Configuración estructural recomendada	11
Tabla 7 Configuración estructural no recomendada.....	12
Tabla 8 Coeficientes de irregularidad en planta.....	13
Tabla 9 Coeficientes de irregularidad en elevación	14
Tabla 10 Formulario de Evaluación visual rápida del Nivel 1 FEMA P-154.....	18
Tabla 11 Formulario de Evaluación visual rápida del Nivel 2 FEMA 154	19
Tabla 12 Tipología del Sistema Estructural del Formulario, FEMA 154	20
Tabla 13 Puntajes Básicos, Modificadores y Puntaje Final S -FEMA 154	21
Tabla 14 Puntaje del nivel de vulnerabilidad del Método FEMA 154	21
Tabla 15 Formulario de Evaluación visual rápida de vulnerabilidad NEC	22
Tabla 16 Tipología del sistema estructural del formulario de la NEC.....	23
Tabla 17 Puntaje Básico, modificadores y Puntaje Final S.....	23
Tabla 18 Variables e Indicadores para Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones	25
Tabla 19 Índices de Vulnerabilidad para Amenaza sísmica	26
Tabla 20 Puntaje de nivel de vulnerabilidad del SNGR	27
Tabla 21 Niveles de desempeño de la edificación que determinan las condiciones límite de daño ante un sismo.....	39
Tabla 22 Coeficientes para uso en Ecuaciones de Amortiguamiento Efectivo	42
Tabla 23 Coeficientes para las ecuaciones de Periodo Efectivo.....	44
Tabla 24 Coordenadas de la ubicación de la edificación	49
Tabla 25 Especificaciones técnicas del martillo esclerométrico	50
Tabla 26 Especificaciones técnicas del medidor distancia láser.....	50
Tabla 27 Detalles del Equipo de Penetración Estándar.....	51
Tabla 28 Datos del ensayo esclerométrico de los elementos estructurales	58
Tabla 29 Datos del ensayo esclerométrico de la viga del bloque 1B del eje E.....	59
Tabla 30 Datos del ensayo de penetración estándar	62
Tabla 31 Valores del ángulo de fricción interna y compacidad relativa	64
Tabla 32 Datos de la presión vertical y compacidad relativa en base al N° de golpes	65
Tabla 33 Valores del coeficiente de balasto	66
Tabla 34 Coeficiente de balasto.....	67
Tabla 35 Valores de la capacidad portante para arenas.....	67
Tabla 36 Resultados del Ensayo de SPT.....	68
Tabla 37 Velocidad de onda de cortante en cada profundidad.....	68
Tabla 38 Tipo de suelo según la NEC a cada profundidad.....	69
Tabla 39 Sistema de clasificación de suelo del SUCS	70
Tabla 40 Ensayo Granulométrico a una profundidad Nv. -0.55m -1.00m.....	71
Tabla 41 Ensayo Granulométrico a una profundidad Nv. -1.55m -2.00m.....	71
Tabla 42 Ensayo Granulométrico a una profundidad Nv. -2.05m -2.50m.....	72

Tabla 43 Resultados del contenido de humedad, densidad seca y densidad húmeda de las muestras de suelo.....	74
Tabla 44 Resumen de cargas gravitacionales del bloque 1A -1B	76
Tabla 45 Resumen de cargas gravitacionales del bloque 2	77
Tabla 46 Valores de los coeficientes C_t , α depende del tipo de estructura	78
Tabla 47 Factor k	80
Tabla 48 Factores de Carga Sísmica y configuración estructural del bloque 1A -1B	80
Tabla 49 Factores de carga sísmica y configuración estructural del bloque 2	81
Tabla 50 Formulario Nivel 1 del Bloque 1A-1B, mediante FEMA P-154.....	85
Tabla 51 Formulario Nivel 2 del Bloque 1A-1B, mediante FEMA P-154	86
Tabla 52 Formulario Nivel 1 del Bloque 2, mediante la metodología FEMA P-154	87
Tabla 53 Formulario Nivel 2 del Bloque 2, mediante la metodología FEMA P-154.....	88
Tabla 54 Formulario del Bloque 1A-1B, mediante la metodología NEC	90
Tabla 55 Formulario del Bloque 2, mediante la metodología NEC	91
Tabla 56 Variables e indicadores del método SNGR- Bloque 1A – 1B	92
Tabla 57 Variables e indicadores del método SNGR- Bloque 2.....	93
Tabla 58 Resultados del Nivel de Vulnerabilidad-SNGR.....	95
Tabla 59 Características de las estructuras	97
Tabla 60 Período fundamental método 2- Bloque 1A modelo 1	100
Tabla 61 Período fundamental método 2- Bloque 1B modelo 1	101
Tabla 62 Período fundamental método 2- Bloque 2 modelo 1	102
Tabla 63 Resumen del Periodo fundamental del Bloque 1 y Bloque 2.	102
Tabla 64 Masa acumulada bloque 1A, modelo 1	103
Tabla 65 Masa acumulada bloque 1B, modelo 1	103
Tabla 66 Masa acumulada bloque 2, modelo 1	104
Tabla 67 Tipo de comportamiento bloque 1A, modelo 1	105
Tabla 68 Tipo de comportamiento bloque 1B, modelo 1	105
Tabla 69 Tipo de comportamiento bloque 1B, modelo 1	105
Tabla 70 Validación del Análisis Dinámico, modelo 1.....	106
Tabla 71 Derivas Inelásticas por cortante estático Bloque 1A, modelo 1	107
Tabla 72 Derivas Inelásticas por cortante estático Bloque 1B, modelo 1	109
Tabla 73 Derivas Inelásticas por cortante estático- Bloque 2, modelo 1	110
Tabla 74 Derivas Inelásticas por cortante dinámico Bloque 1A, modelo 1.....	111
Tabla 75 Derivas Inelásticas por cortante dinámico Bloque 1B, modelo 1.....	113
Tabla 76 Derivas Inelásticas por cortante dinámico Bloque 2, modelo 1	114
Tabla 77 Especificaciones Generales del Perfil de reforzamiento	126
Tabla 78 Período fundamental método 2-bloque 1A ,modelo2	129
Tabla 79 Período fundamental método 2-bloque 1B.	130
Tabla 80 Resumen del periodo fundamental del Bloque 1A – 1B.....	131
Tabla 81 Masa acumulada-bloque 1A, modelo 2	131
Tabla 82 Masa acumulada-bloque 1B, modelo 2	132
Tabla 83 Tipo de comportamiento bloque 1A , modelo 2	132
Tabla 84 Tipo de comportamiento bloque 1B, modelo 2	133
Tabla 85 Validación del Análisis Dinámico, modelo 2.....	133

Tabla 86 Derivas Inelásticas por cortante estático Bloque 1A , modelo 2	134
Tabla 87 Derivas Inelásticas por cortante estático Bloque 1B, modelo 2	135
Tabla 88 Derivas Inelásticas por cortante dinámico-Bloque 1A, modelo 2	137
Tabla 89 Derivas Inelásticas por cortante dinámico-Bloque 1B	138
Tabla 90 Valores de Relación de amortiguamiento β	165
Tabla 91 Valores para el factor de reducción	165
Tabla 92 Límite recomendado para la aceleración a la vibración	165
Tabla 93 Valores de aceleración de la vibración mediante las deflexiones de la losa	166

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Zonificación sísmica del Ecuador y valor z	6
Figura 2 Fallas Geológicas en Tungurahua	7
Figura 3 Fallas Geológicas en el área de estudio-Ambato	7
Figura 4 Curvas de peligro sísmico NEC para Ambato	8
Figura 5 Procedimientos de Análisis Inelásticos ante el comportamiento sísmico.....	28
Figura 6 Esquema de un modelado estructural inelástico tridimensional a partir de propiedades de los componentes.....	28
Figura 7 Matriz de Procedimientos para Análisis Inelásticos y movimiento de suelo	29
Figura 8 Diagrama de flujo que representa el proceso de análisis dinámico no lineal.	29
Figura 9 Diagrama de flujo que representa el proceso seguido en procedimientos estáticos no lineales.....	30
Figura 10 Desplazamiento de la estructura mediante cargas laterales	31
Figura 11 Curva de Capacidad representa la respuesta del modo de vibración de la estructura.....	32
Figura 12 Modelo de esfuerzo/deformación de concreto confinado y no confinado.....	33
Figura 13 Curva esfuerzo/deformación del acero sometido a tensión	35
Figura 14 Tipos de Modelos histeréticos.....	40
Figura 15 Espectro Elástico de Diseño	45
Figura 16 Ubicación de la edificación a evaluar.....	48
Figura 17 Facultad Jurisprudencia Bloque 1A– 1B y Bloque 2	49
Figura 18 Planta del primer piso del bloque 1A y Bloque 1B	53
Figura 19 Planta del primer piso del bloque 2	54
Figura 20 Esclerometría del bloque 1A de la viga l Nivel +6.48.....	55
Figura 21 Esclerometría del bloque 1A de viga y columna del Nivel +9.71	55
Figura 22 Esclerometría del bloque 1B, Nivel +6.48.....	56
Figura 23 Esclerometría del bloque 1B Nivel+9.71.....	56
Figura 24 Esclerometría del bloque 2 Nivel +7.39	57
Figura 25 Esclerometría del bloque 2 de viga del eje 4, Nivel +10.62	57
Figura 26 Curva de regresión para estimar $f'c$ (MPa) Proceq / Horizontal.....	58
Figura 27 Curva de regresión para estimar $f'c$ (MPa) Proceq / Vertical hacia arriba	59
Figura 28 Abaco de la correlación entre Número de golpes y ángulo de fricción interna a Nivel - 0.55m-1.00m.....	63
Figura 29 Abaco de la correlación entre Número de golpes y ángulo de fricción interna a Nivel -1.55m-2.00m.....	63
Figura 30 Abaco de la correlación entre Número de golpes y ángulo de fricción interna a Nivel 2.0m5-2.50m	64
Figura 31 Abaco de la relación entre N° de golpes del SPT, Cr% y Pv	65
Figura 32 Curva Granulométrica a una profundidad Nv. -0.55m -1.00m.....	71
Figura 33 Curva Granulométrica a una profundidad Nv. -1.55m -2.00m.....	72
Figura 34 Curva Granulométrica a una profundidad Nv. -2.05m -2.50m.....	72
Figura 35 Plano Arquitectónico del Bloque 1, Primer Piso	76
Figura 36 Plano Arquitectónico del Bloque 2, Primer Piso	77

Figura 37 Espectro de Respuesta -NEC 2015 del bloque 1A – 1B.....	81
Figura 38 Espectro de Respuesta -NEC 2015 del bloque 2.....	82
Figura 39 Resistencia a la compresión del hormigón $f_c=260\text{kg/cm}^2$	96
Figura 40 Resistencia a la fluencia del acero $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$	96
Figura 41 Definición de cantidad de Acero en Columna.	98
Figura 42 Definición de cantidad de Acero en Vigas.....	98
Figura 43 Espectro elástico NEC.....	99
Figura 44 Coeficiente del corte basal	100
Figura 45 Periodo de vibración Modal -Y del Bloque 1A modelo 1	101
Figura 46 Periodo de vibración Modal +X del Bloque 1B modelo 1.....	101
Figura 47 Periodo de vibración Modal del Bloque 1B modelo 1	102
Figura 48 Derivas Inelásticas por cortante estático - Dirección X, Bloque 1A	108
Figura 49 Derivas Inelásticas por cortante estático - Dirección Y, Bloque 1A.....	108
Figura 50 Derivas Inelásticas por cortante estático - Dirección X, Bloque 1B	109
Figura 51 Derivas Inelásticas por cortante estático - Dirección Y, Bloque 1B.....	109
Figura 52 Derivas Inelásticas por cortante estático - Dirección X, Bloque 2.....	110
Figura 53 Derivas Inelásticas por cortante estático - Dirección Y, Bloque 2.....	111
Figura 54 Derivas Inelásticas por cortante dinámico - Dirección X, Bloque 1A	112
Figura 55 Derivas Inelásticas por cortante dinámico - Dirección Y, Bloque 1A	112
Figura 56 Derivas Inelásticas por cortante dinámico - Dirección X, Bloque 1B	113
Figura 57 Derivas Inelásticas por cortante dinámico - Dirección Y, Bloque 1B	113
Figura 58 Derivas Inelásticas por cortante dinámico - Dirección X, Bloque 2	114
Figura 59 Derivas Inelásticas por cortante dinámico - Dirección Y, Bloque 2.....	115
Figura 60 Cuantía de acero de vigas y columnas-Bloque 1A, eje 3.....	116
Figura 61 Cuantía de acero de vigas- Bloque 1A, Planta segundo piso	116
Figura 62 Cuantía de acero de vigas y columnas-Bloque 1B, eje E	117
Figura 63 Cuantía de acero de vigas y columnas-Bloque 1B, eje 4.....	117
Figura 64 Cuantía de acero de vigas- Bloque 1B, Planta segundo piso	118
Figura 65 Cuantía de acero de vigas y columnas Bloque 2.....	118
Figura 66 Cuantía de acero de vigas y columnas Bloque 2.....	119
Figura 67 Cuantía de acero de vigas y columnas Bloque 2.....	119
Figura 68 Demanda / Capacidad Eje 3 Bloque 1A.....	120
Figura 69 Demanda / Capacidad Eje D1, bloque 1A.....	121
Figura 70 Demanda / Capacidad Eje E Bloque 1B.....	121
Figura 71 Demanda / Capacidad Eje 4 Bloque 1B.....	122
Figura 72 Demanda / Capacidad Eje 3, Bloque 2.....	122
Figura 73 Demanda / Capacidad Eje E, Bloque 2	123
Figura 74 Representación gráfica del Modelo para el dimensionamiento.....	124
Figura 75 Modelo del Perfil de reforzamiento.....	125
Figura 76 Detalle de las cruces de san Andrés	127
Figura 77 Detalle de unión diagonal de la estructura.....	127
Figura 78 Detalle de la unión de las cruces de San Andrés viga-columna.....	128
Figura 79 Periodo de vibración Modal -Y del Bloque 1A , modelo2	129
Figura 80 Periodo de vibración Modal -X del Bloque 1B	130

Figura 81 Derivas Inelásticas por cortante estático - Dirección X, Bloque 1A	134
Figura 82 Derivas Inelásticas por cortante estático - Dirección Y, Bloque 1A.....	135
Figura 83 Derivas Inelásticas por cortante estático - Dirección X, Bloque 1B	136
Figura 84 Derivas Inelásticas por cortante estático - Dirección Y, Bloque 1B.....	136
Figura 85 Derivas Inelásticas por cortante dinámico Bloque 1A - Dirección X.....	137
Figura 86 Derivas Inelásticas por cortante dinámico Bloque 1A - Dirección Y	138
Figura 87 Derivas Inelásticas por cortante dinámico Bloque 1B - Dirección X.....	139
Figura 88 Derivas Inelásticas por cortante dinámico Bloque 1B - Dirección Y	139
Figura 89 Cuantía de acero en vigas del segundo piso- Bloque 1A	140
Figura 90 Cuantía de acero en vigas del Eje 3 - Bloque 1A.....	140
Figura 91 Cuantía de acero en vigas del Eje 3 - Bloque 1B.....	141
Figura 92 Cuantía de acero en vigas del Eje 1 - Bloque 1B.....	141
Figura 93 Cuantía de acero en vigas del Eje 2 - Bloque 1B.....	142
Figura 94 Cuantía de acero en vigas del Eje 4 - Bloque 1B	142
Figura 95 Cuantía de acero en vigas del segundo piso- Bloque 1B	143
Figura 96 Demanda / Capacidad Eje 3 Bloque 1A	144
Figura 97 Demanda / Capacidad Eje D1- bloque 1A.....	144
Figura 98 Cuantía de acero de vigas y columnas Bloque 1A	145
Figura 99 Demanda / Capacidad Eje 3 Bloque 1B.....	145
Figura 100 Demanda / Capacidad Eje 4- bloque 1B	146
Figura 101 Demanda / Capacidad Eje 2- bloque 1B	146
Figura 102 Diagrama de esfuerzo- deformación para un hormigón de $f'c$ 260 kg/cm ²	147
Figura 103 Diagrama de esfuerzo- deformación para una resistencia 4200 kg/cm ²	148
Figura 104 Patrón de Carga Gravitacional	149
Figura 105 Asignación de Carga Pushover en el sentido X	149
Figura 106 Control de aplicación de la carga en el sentido X	150
Figura 107 Asignación de Carga Pushover en el sentido Y	150
Figura 108 Control de aplicación de la carga en el Sentido Y.....	151
Figura 109 Longitudes relativas de las rotulas plásticas en vigas.	151
Figura 110 Propiedades de la rótula plástica en vigas.	152
Figura 111 Longitudes relativas de las rotulas plásticas en columnas.	152
Figura 112 Propiedades de la rótula plástica en columnas.	153
Figura 113 Representación de la rótula plástica.	153
Figura 114 Curva de capacidad en sentido X_ Bloque 1A.....	154
Figura 115 Curva de capacidad en sentido Y_ Bloque 1A	154
Figura 116 Curva de capacidad en sentido X_ Bloque 1B.....	155
Figura 117 Curva de capacidad en sentido Y_ Bloque 1B	155
Figura 118 Curva de capacidad en sentido X_ Bloque 2	155
Figura 119 Curva de capacidad en sentido Y_ Bloque 2	156
Figura 120 Punto de desempeño en sentido X con el espectro NEC 2015_ Bloque 1A	157
Figura 121 Punto de desempeño en sentido Y con el espectro NEC 2015_ Bloque 1A.....	157
Figura 122 Punto de desempeño en sentido X con el espectro NEC 2015_ Bloque 1B	158
Figura 123 Punto de desempeño en sentido Y con el espectro NEC 2015_ Bloque 1B	158
Figura 124 Punto de desempeño en sentido X con el espectro NEC 2015_ Bloque 2.....	158

Figura 125 Punto de desempeño en sentido Y con el espectro NEC 2015_ Bloque 2	159
Figura 126 Espectro capacidad del bloque 1A en base a los niveles de desempeño, Sentido X	160
Figura 127 Espectro capacidad del bloque 1A en base a los niveles de desempeño, Sentido Y	161
Figura 128 Espectro capacidad del bloque 1B en base a los niveles de desempeño, Sentido X	161
Figura 129 Espectro capacidad del bloque 1B en base a los niveles de desempeño, Sentido Y	162
Figura 130 Espectro capacidad del bloque 2 en base a los niveles de desempeño, Sentido X	163
Figura 131 Espectro capacidad del bloque 2 en base a los niveles de desempeño, Sentido Y	163

RESUMEN

En el presente trabajo de investigación de acuerdo con un análisis cualitativo y cuantitativo se obtuvo el grado de vulnerabilidad de la Facultad de Jurisprudencia y Ciencias Sociales del bloque 1A–1B y bloque 2 de la Universidad Técnica de Ambato del campus Huachi.

Para la metodología cualitativa se utilizó matrices de inspección visual rápida establecidas por FEMA 154, que demuestra que el bloque 1A–1B demostraron que la estructura es vulnerable y tiene una probabilidad de colapso y del bloque 2 presenta que tiene un grado de vulnerabilidad baja ante una actividad sísmica, de acuerdo a la NEC-15 demuestra que tiene un grado alto de vulnerabilidad ambos bloques, esta clasificación se obtuvo por las irregularidades en planta y elevación, el tipo de suelo, el año que fue construida la edificación y problemas de golpeteo con estructuras adyacentes.

Para el análisis cuantitativo se determinó mediante el software ETABS en el bloque 1A–1B no cumple los parámetros establecidos por la NEC ya que se presenta derivas mayores al 2 por ciento, por lo cual se realizó un reforzamiento de colocar cruces de San Andrés en la edificación así disminuyendo las derivas, por lo tanto, aumentando la rigidez y resistencia. En el bloque 2 los parámetros cumplen de acuerdo con la norma vigente.

Además, se incorporó el análisis de la aceleración de las vibraciones de la estructura mediante la norma AISC 11 que estableció que las estructuras se encuentran bajo el límite 0.50 por ciento que es para edificaciones educativas.

Palabras claves: Análisis cualitativo, Análisis cuantitativo, Nivel de vulnerabilidad, Reforzamiento estructural, NEC 15.

ABSTRACT

In the present research work, according to a qualitative and quantitative analysis, the degree of vulnerability of the Faculty of Jurisprudence and Social Sciences of block 1A-1B and block 2 of the Technical University of Ambato of the Huachi campus was obtained.

For the qualitative methodology, rapid visual inspection matrices established by FEMA 154 were obtained, which shows that block 1A-1B shows that the structure is vulnerable and has a probability of collapse and block 2 shows that it has a low degree of vulnerability to a seismic activity, according to NEC-15, shows that it has a high degree of vulnerability of both blocks, this classification was obtained by the irregularities in plan and elevation, the type of soil, the year the building was built and knocking problems with adjacent structures.

For the quantitative analysis, it will be delayed using the ETABS software in block 1A-1B, it does not meet the parameters established by the NEC since drifts greater than 2 percent are present, for which a reinforcement of placing San Andrés crosses was carried out in the building thus reducing the drifts, therefore, increasing the rigidity and resistance. In block 2, the parameters comply with the current standard.

In addition, the analysis of the vibration acceleration of the structure was incorporated through the AISC 11 standard, which determined that the structures are under the limit of 0.50 percent, which is for educational buildings.

Keywords: Qualitative analysis, Quantitative analysis, Vulnerability level, Structural reinforcement, NEC 15.

CAPITULO I

MARCO TEÓRICO

1.1. Antecedentes Investigativos

1.1.1. Antecedentes

Ecuador está localizado dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico por lo que su actividad sísmica es alta, por lo que ocasiona una vulnerabilidad alta de daño. En el país se ha registrado varios sismos a lo largo de la historia entre uno de ellos es el 5 de agosto de 1949 que se originó en la provincia de Tungurahua que afectó a Pelileo, Ambato y sus alrededores con una magnitud de 6.8 en la escala de Richter causando daños y destrucción en las estructuras.

En el país el evento más reciente es del 16 de abril del 2016 que se originó en la costa del Norte con una magnitud de 7.8 en la escala de Richter, este acontecimiento dejo como evidencia que en el país existe deficiencia en las normas anteriores de la construcción, así como en su aplicación, en especial en la parte correspondiente al peligro sísmico y diseño sismo resistente. [1] En la actualidad la norma ecuatoriana de la construcción (NEC – 2015) establece parámetros para un diseño óptimo de estructuras sismo resistentes.

El estudio del grado de vulnerabilidad es un factor importante en el análisis de riesgos sísmicos, por lo que conocer sus variables e identificadores permite conocer el estado actual de la estructura.[2] En el país “La Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos” (SNGR) junto con el Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo (PNUD), en el marco de los Planes de Acción DIPECHO, han ejecutado dos proyectos entre los cuales son: “Lineamientos metodológicos para comprender la vulnerabilidad a partir de la identificación de elementos esenciales” y “Estudios y herramientas producidos en el Ecuador para comprender la vulnerabilidad territorial referidos a la vulnerabilidad”, con el objetivo de reducir el grado de vulnerabilidad de los territorios

locales y avanzar hacia el diseño de acciones efectivas de reducción de riesgo de desastres.[3]

En los métodos para determinar el grado de vulnerabilidad sísmica, la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias de los Estados Unidos (FEMA) utiliza un método de visualización rápida mediante matrices. El Manual fue desarrollado originalmente como una parte integral y fundamental sobre seguridad sísmica de edificios existentes. Además, el Aplicado Consejo de Tecnología (ATC), la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE), y el Instituto Nacional de Ciencias de la Construcción (NIBS) también desarrolló documentos que abordan la seguridad sísmica de las estructuras existentes. [4]

Uno de los métodos utilizados en el área estructural es el análisis estático no lineal (Pushover), mediante el empuje incremental por su relativa simplicidad y a las prescripciones incluidas en las principales normas de diseño sísmico de edificación para su implementación, este tipo de análisis ofrece información relevante desde el punto de vista sísmico, como es el caso de la resistencia y capacidad de deformación de la estructura. [5]

Después del terremoto del 16 de abril del 2016 en Ecuador se rehabilitaron y se reforzaron varias edificaciones entre ellos la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí (ULEAM) presentaba daños moderados en las paredes y daño severo en las paredes del descanso de la grada, para la reconstrucción reemplazaron las paredes que eran de ladrillo o bloque por paredes de Gypsum livianas y flexibles.[6] Así mismo dos edificios de 12 y 16 pisos de hormigón armado, que fueron reforzaron teniendo derivas de piso menores al 1% durante el terremoto. Estos edificios presentaron daño entre leve y moderado en la mampostería y a primera vista no se observó ningún daño en los elementos estructurales, pero al tener derivas de piso mayores a 0.4% existe la probabilidad de tener fisuras por lo que se decidió conferirles mayor amortiguamiento mediante el uso de disipadores de energía.[7] Dr. Aguiar y sus colaboradores en la ciudad de Manta realizaron un reforzamiento en el Banco Central con muros de corte para incrementar rigidez y resistencia a dicha edificación. [8]

Finalmente, en la Universidad Técnica de Ambato existe investigaciones referentes al análisis del desempeño sísmico de las diferentes estructuras existentes de los campus

como Ingahurco, Huachi y Querochaca, además en estas investigaciones está el análisis de la aceleración de las vibraciones en las estructuras mediante la metodología del AISC 11, en base a los resultados obtenidos se plantearon un tipo de reforzamiento estructural para lo cual usaron muros de corte, encamisados y cruces de San Andrés.

1.1.2. Justificación

La vulnerabilidad sísmica es un factor importante para todo cálculo de mitigación de riesgos o plan de prevención mediante esta evaluación permite el desarrollo y actualización de normas y códigos de construcción en la estructura con esta información se podrá determinar los daños futuros de la edificación ante un posible terremoto en el sector .[9]

Para las técnicas de evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificaciones una de las clasificaciones más simples se basa en el tipo de medida por medio de técnicas cuantitativas y cualitativas.

Las técnicas cualitativas utilizan descripciones cualitativas a través de términos como vulnerabilidad baja, media o alta.[10] Este método se refiere a un chequeo visual rápido del exterior de la estructura usando matrices descritas por La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias de los Estados Unidos del Norte América conocido por las siglas en inglés FEMA 154 o de la Guía Práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras descrita por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015). [11]

La técnica cuantitativa se basará en el análisis estático no lineal (Pushover), este método es de gran uso para el análisis de vulnerabilidad o para el cálculo de la curva de capacidad de determinada estructura. Consiste en un proceso sucesivo de análisis estáticos incrementales que toman en cuenta la variación de la rigidez en cada elemento, [12] el análisis se efectúa incrementando las cargas laterales las cuales va teniendo incrementos pequeños y de manera monotónica hasta que llegue al colapso con el fin de detectar cambios significativos en el comportamiento individual de cada elemento (fluencia , pandeo o falla) cosa que no permite un análisis lineal. [13]

Para una estructura dada y un movimiento del suelo, la demanda de desplazamiento es un estimado de la máxima respuesta esperada del edificio durante el movimiento del

terreno, este movimiento puede caracterizarse mediante un espectro de respuesta que dependerá del criterio de aceptación (nivel de desempeño o daño) utilizado.[12]

El análisis de aceleración de las vibraciones de la estructura que es causada principalmente por la actividad humana provocando deformaciones ya sean pequeñas o grandes afectando a los elementos ya sean estructurales o no estructurales, se analiza de acuerdo a lo establecido en la norma AISC 11.[14]

Finalmente, la presente investigación experimental tiene el propósito de analizar el desempeño sísmico y analizar la aceleración de las vibraciones de la Facultad de Jurisprudencia y Ciencias Sociales de la Universidad Técnica de Ambato ubicada en el campus Huachi para así determinar el reforzamiento o mejoramiento de la misma, ya que fueron construidas con normas antiguas, para si optimizar el desempeño sísmico de la estructura existente, serán evaluados con la Norma Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (ASCE 41-13) cumpliendo principalmente con los parámetros establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015). [15]

1.1.3. Fundamentación Teórica

1.1.3.1. Riesgo Sísmico

Es la evaluación de la vulnerabilidad y posibles daños en las estructuras a causa del factor de peligrosidad sísmico existente en la zona.

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) en el capítulo de Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras (NEC_SE_RE) menciona que el riesgo sísmico es el resultado de 3 factores: [16]

- Peligro sísmico
- Vulnerabilidad al daño de las edificaciones
- Nivel de exposición

1.1.3.2. Peligro sísmico

Es la probabilidad de excedencia, dentro de un período de tiempo y zona determinada ante movimientos del suelo cuyos parámetros aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud o intensidad son cuantificados.[17]

De acuerdo en la NEC en el capítulo de Peligro Sísmico (NEC_SE_DS) los componentes del peligro sísmico son los siguientes:

- Fuente
- Trayectoria
- Efecto de Sitio

Existen dos métodos para determinar el peligro sísmico:

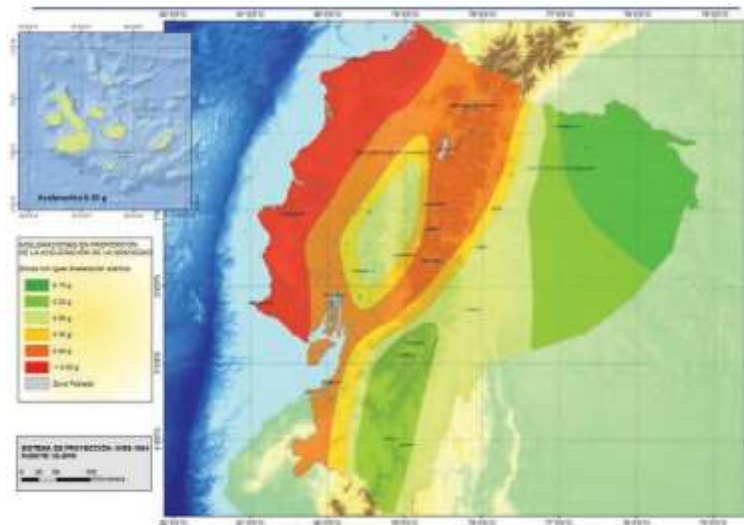
Método determinístico: Según Bozzo y Barbat menciona que la metodología cuantifica el peligro basándose en un sismo futuro será como un sismo ya ocurrido, es decir los valores máximos de los parámetros que definen el movimiento, como la aceleración, intensidad y magnitud, son determinados a partir de valores obtenidos de sismos que han ocurrido en el sitio.

Método probabilístico: Se fundamenta en el hecho de a partir de la sismicidad histórica, pueden establecerse probabilidades estadísticas que definan las características sísmicas de una cierta región. Es decir, toma en cuenta todas las fuentes sísmicas posibles que existan en el lugar, considerando un valor de probabilidad de excedencia.[18]

1.1.3.3. Zonificación sísmica y Curvas de Peligro Sísmico

En la norma ecuatoriana de la construcción en el capítulo del peligro sísmico posee un mapa de zonificación sísmica para el diseño, que se obtuvo de la investigación del peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años) [17]. Consta de seis zonas, el país es considerado con una amenaza sísmica alta a excepción del nororiente con una amenaza sísmica intermedia y del litoral ecuatoriano con una amenaza sísmica muy alta.

Figura 1 Zonificación sísmica del Ecuador y valor z



Fuente: Peligro Sísmico parte 1 (NEC_SE_DS), pág.27

El cinturón de fuego del Pacífico atraviesa la región costa en donde se forma la placa de Nazca debajo de la placa Sudamericana por la cual es la generación de movimientos de suelos en el país además de un sistema de fallas ciegas localizadas en la región Sierra.

El factor Z representa la aceleración máxima en roca para el diseño sísmico, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g.[17]

Tabla 1 Valores del factor de aceleración máxima en roca, Z en base a la zona sísmica.

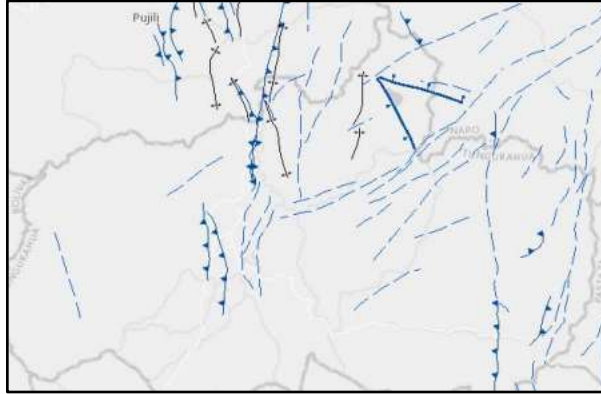
Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: Peligro Sísmico (NEC_SE_DS), pág. 27

Fallas Geológicas

Las fallas geológicas son rupturas originadas en la corteza terrestre a lo largo del terreno de la cual se desplazan dos bloques el uno respecto al otro. A continuación, se muestra las fallas activas en la provincia de Tungurahua y del área de estudio.

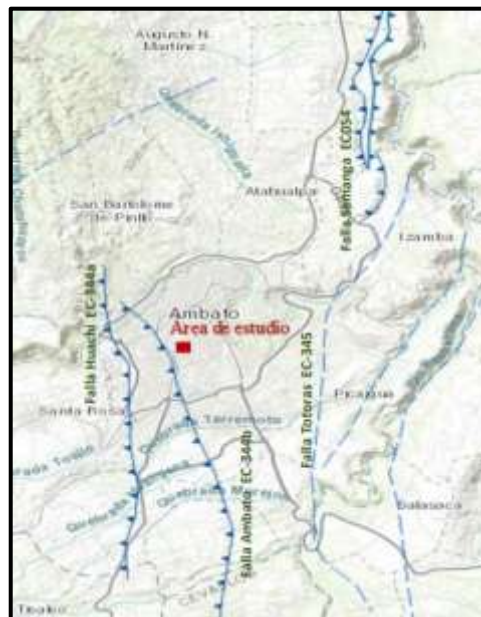
Figura 2 Fallas Geológicas en Tungurahua



Fuente: NeoTec- Ecuador

En el cantón Ambato las fallas geológicas corticales y próximas al área de estudio son las siguientes: Falla de Samanga EC-054, Falla de Totoras EC-345, Falla de Huachi EC-344a y Falla de Ambato EC-344b.

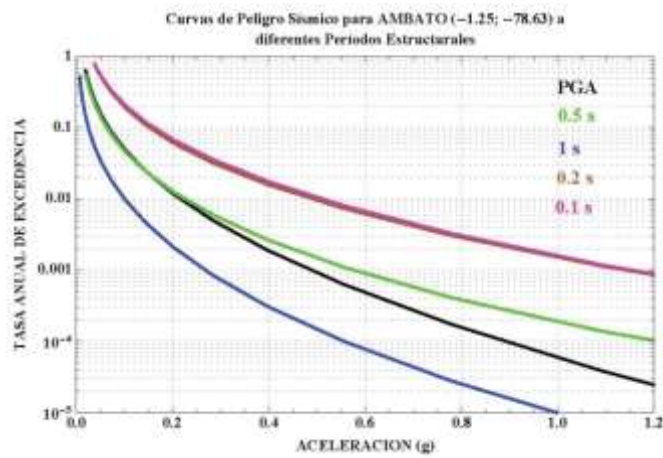
Figura 3 Fallas Geológicas en el área de estudio-Ambato



Fuente: NeoTec- Ecuador

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en el capítulo del peligro sísmico (NEC_SE_DS), que proporciona las curvas de peligro sísmico probabilista para cada provincia, en donde se relaciona el valor de la aceleración máxima en el terreno (PGA) y aceleración máxima espectral para diferentes niveles de probabilidad anual de excedencia [17], tal como se muestra en la figura 4. El mismo que se utiliza para cumplir el desempeño de estructuras esenciales, ocupación especial, puentes, entre otras estructuras civiles.

Figura 4 Curvas de peligro sísmico NEC para Ambato



Fuente: Peligro Sísmico (NEC_SE_DS)

1.1.3.4. Tipo de Perfiles de Suelos

Para el diseño sísmico se define seis tipos de perfiles de suelos. Los perfiles correspondientes a 30 m superiores son el tipo A, B, C, D, y E. Para el perfil tipo F se aplica otros criterios.[17]

El tipo de perfil de suelo es determinado mediante el ensayo de penetración estándar (SPT), la zona en la que se encuentra la edificación a evaluar está en un perfil tipo D.

Tabla 2 Perfil Tipo D de suelo para el diseño sísmico.

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

Fuente: Peligro Sísmico (NEC_SE_DS), pág.30

1.1.3.5. Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs

Para la determinación de los coeficientes se basa en el tipo de perfil de suelo y de la zona sísmica en donde se encuentra la estructura a analizar.

- **Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto Fa.**

Tabla 3 Tipo de suelo y Factores de sitio Fa

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 (NEC_SE_DS), pág. 31

- **Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca Fd**

Tabla 4 Tipo de suelo y Factores de sitio Fd

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	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11

Fuente: Peligro Sísmico (NEC_SE_DS), pág. 31

- **Comportamiento no lineal de los suelos Fs**

Tabla 5 Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs.

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 (NEC_SE_DS), pág. 32

1.1.3.6. Vulnerabilidad sísmica

El factor de vulnerabilidad es la capacidad de resistencia de cualquier estructura ante el movimiento sísmico.

El incremento del índice de vulnerabilidad depende del crecimiento de la población, la ocupación que va a tener los terrenos sin conocer el tipo de suelo, carencia de planificación territorial y la falta de conocimiento sobre las posibles amenazas y efectos del riesgo ante desastres naturales.[9]

El análisis de vulnerabilidad propuesta en la NEC-15 se ejecuta mediante funciones de vulnerabilidad o fragilidad que relaciona probablemente una medida de intensidad sísmica con una medida de daño en la estructura y la incorporación de daños relacionados con pérdidas materiales y humanas.

1.1.3.6.1. Vulnerabilidad sísmica

Es un valor único que permite clasificar a las estructuras de acuerdo con la calidad estructural intrínseca de las mismas, dentro de un rango de menor a mayor vulnerabilidad ante un evento sísmico, esto depende de la configuración estructural, resistencia de materiales, entre otros parámetros. Es independiente de la peligrosidad sísmica de la zona de localización, por lo tanto, una estructura puede tener vulnerabilidad pero no estar en riesgo, en cambio presenta riesgo si se encuentra ubicada en un lugar con peligrosidad sísmica.[19]

Daño de la edificación

Se clasifica en dos categorías:

- **Daño estructural:** este tipo de daño es de mayor importancia ya que puede traer como consecuencia que la estructura colapse o su reparación sea costosa. Este daño depende del comportamiento de las vigas, columnas, muros, sistemas de piso dependiendo de la calidad de los materiales, su configuración, su sistema resistente, las cargas actuantes y entre otros.[19]
- **Daño no estructural:** este tipo de daño depende del sistema resistente que tiene los elementos no estructurales como: muros divisorios, ventanales,

revestimientos, etc. Este daño no pone en peligro el comportamiento de la estructura.[19]

1.1.3.6.2. Vulnerabilidad Estructural

Se debe que los elementos estructurales (muros, vigas, columnas, entre otros elementos) son susceptibles al ser afectados o dañados ante una acción de fuerza sísmica. Son aquellos componentes que sostienen la estructura y transmiten las cargas hacia la cimentación y así al suelo. La vulnerabilidad estructural toma en cuenta el tipo de configuración en planta y elevación ya que son puntos débiles y causan inestabilidad ante un comportamiento sísmico. [18]

En la Norma Ecuatoriana de la Construcción provee información de la configuración estructural y de las irregularidades que se puede evadir.

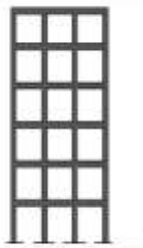
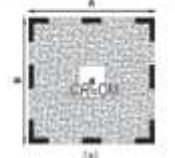

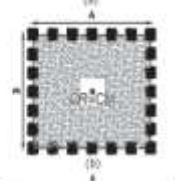
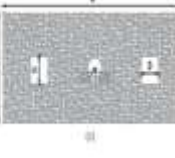
Configuración estructural

Se refiere al sistema estructural y a la disposición de los elementos de la edificación en forma horizontal y vertical. Si la configuración estructural de una edificación es compleja, mayor será el daño que reciba bajo un evento sísmico. [12]

- **Configuraciones estructurales recomendadas**

Hay que tomar en cuenta las estructuras que sean simples y regulares para así tener un óptimo diseño tal como se muestra en la tabla 6.

Tabla 6 Configuración estructural recomendada

CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_T=1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_{PT}=1$	
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. $\phi_T=1$		La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\phi_{PT}=1$	
La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi_T=2$			
			

Fuente: Peligro Sísmico (NEC-SE-DS)

- **Configuraciones estructurales no recomendadas**

Las edificaciones con un sistema de configuración compleja se deben evitarse con la finalidad de acumular daños en varios componentes, caso contrario se deberá demostrar el desempeño sísmico adecuado para la estructura en base de los lineamientos establecidos por la NEC-SE-RE.[20]

Tabla 7 Configuración estructural no recomendada

IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN		IRREGULARIDADES EN PLANTA
<p>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p>		<p>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical.</p> <p>Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p>
<p>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia. La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).</p>	<p>RESISTENCIA PISO B < 0.70 RESISTENCIA PISO C</p>	
<p>Columna corta Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>		

Fuente: Peligro Sísmico (NEC-SE-DS)

- **Regularidad en planta y elevación**



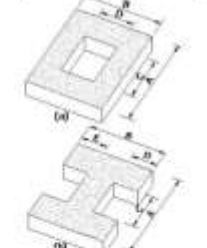
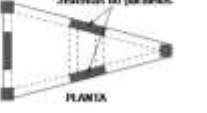
Una estructura es regular en planta y elevación cuando no presenta ninguna de las condiciones de irregularidad establecidas en la tabla 8 y 9.

✓ **Irregularidades y coeficientes de configuración estructural**

Las estructuras irregulares tanto en planta y elevación se usarán los coeficientes descritos en las tablas 8 y 9 que penalizan el diseño con la finalidad de evitar un comportamiento deficiente ante un evento sísmico.

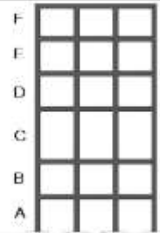
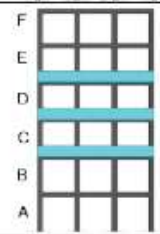
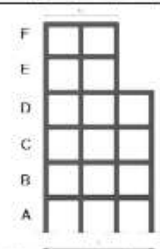
Los coeficientes incrementan el valor del cortante de diseño, causando así una mayor resistencia a la estructura, pero no evita el posible comportamiento sísmico deficiente.

Tabla 8 Coeficientes de irregularidad en planta

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

Fuente: Peligro Sísmico (NEC-SE-DS)

Tabla 9 Coeficientes de irregularidad en elevación

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_c = 0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_0 $Rigidez < 0.80 \frac{(K_{D1} + K_{D2} + K_{D3})}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_c = 0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_c = 0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p><small>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</small></p>	

Fuente: Peligro Sísmico (NEC-SE-DS)

1.1.3.6.3. Vulnerabilidad No Estructural

Los elementos no estructurales como son: mamposterías y acabados de una estructura o edificación son susceptibles al ser afectados o dañados. Este tipo de vulnerabilidad es utilizado para evaluar edificaciones que contienen equipos médicos, piezas de arte, entre otros.[18]

1.1.3.6.4. Vulnerabilidad Funcional

Cuando la edificación es alterada su funcionalidad es decir incrementan en la demanda de sus servicios ocasionando un posible colapso en la estructura. Generalmente este tipo de vulnerabilidad se evalúa a estructuras esenciales por ejemplo hospitales los cuales deben mantener su funcionalidad después de una acción sísmica. [18]

1.1.3.7. Metodologías para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica

La metodología para evaluar el grado de vulnerabilidad de una estructura o edificación va a depender del tipo de estructura, amenaza presentada, también del nivel de

precisión a obtener, de la información a tener y del propósito de la evaluación. [18] Según Yépez menciona que se puede clasificar generalmente en métodos cualitativos, cuantitativos e híbridos este último método es mixto de los dos primeros.

Los métodos cualitativos son denominados primer nivel de evaluación de vulnerabilidad ya que son los que menos recursos e información solicitan, el objetivo es clasificar las estructuras en grupos y tipos de vulnerabilidad, con el propósito de reducir acciones futuras ante una acción de fuerza sísmica. [21] La evaluación es mediante resultados como vulnerabilidad baja, media o alta.

Los métodos cuantitativos predicen un nivel de vulnerabilidad o daño esperado ante varios niveles de amenaza. Este método requiere de recursos e información precisa o detallada por lo que su aplicación se justifica para pronosticar un desempeño aceptable en la estructura.

1.1.3.8. Métodos cualitativos

Es una metodología que determina el grado de vulnerabilidad en baja, media, alta y muy alta, mediante una inspección rápida y visual de las edificaciones a evaluar, para esta evaluación existe diversos formatos o matrices dadas por la norma FEMA 154, Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 15) y Secretaria Nacional de Gestión de Riesgos (SNGR), dichas matrices se detalla a continuación.

a) Inspección y Evaluación Rápida de Estructuras FEMA 154

La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA) nos presenta un método denominado Rapid Visual Screening (RVS) se trata sobre una inspección visual rápida de la edificación que se evalúa dos parámetros el daño y la estructura en general con el propósito de identificar el daño que pueden llegar a poseer durante un evento sísmico, una vez detectado cuales son los elementos estructurales y no estructurales peligrosas se realiza un estudio detallado.[4]

Los formularios han sido desarrollados para una específica región dependiendo a su sismicidad como: baja, moderada, moderadamente alta, alta y muy alta sismicidad. Además, los formularios varían en cuanto a la calificación inicial y los modificadores de calificación.

Información de la edificación a evaluar

Recolectar información de la edificación al ser evaluada como:[22]

- **Datos de la construcción:** Dirección, nombre del edificio, uso, latitud, longitud, valores de aceleración espectral específicos para el periodo corto (S_s) y para un segundo (S_1), identificar el nombre del evaluador, fecha y hora de la evaluación.
- **Características de la edificación:**
 - ✓ **Número de pisos:** Tomar en cuenta si existen subsuelos, también si no se puede ingresar a la estructura asumir la altura entrepiso de 3 metros para ocupación residencial y 4 metros para ocupación comercial u oficina y multiplicar para el número de pisos del edificio.
 - ✓ **Año de construcción:** Determinar si el edificio fue construido antes o después del pre-código o del año de referencia.
 - ✓ **Año de código:** Se refiere año del código de construcción utilizado en el diseño de la edificación. Si no se conoce dicho año, no se considera.
 - ✓ **Área total en planta:** Establecer este dato en la etapa de planificación y recolección de datos. En el caso de no ser posible, para obtener el área se procede a realizar estimaciones con el uso de mapas o imágenes.
 - ✓ **Ampliaciones o divisiones:** En ocasiones las edificaciones se encuentran divididas por juntas, además se debe identificar y anotar si la estructura esta acoplada o independiente del sistema estructural original, de igual manera anotar el año de construcción de la ampliación.
 - ✓ **Ocupación de la edificación:** Identificar la ocupación funcional
- **Fotografía de la construcción:** Capturar toda la edificación en una imagen, además se puede desarrollar un registro fotográfico de la elevación, desniveles y ubicación.

- **Tipo de suelo:** Es recomendable determinar el tipo de suelo basándose en trabajos previos antes de la visita al lugar de la evaluación, caso contrario realizarlo durante la visita. Si no se pudo determinar el tipo de suelo asumir un suelo tipo D.
- **Peligros geológicos:** Identificar el lugar de implantación de la edificación, de esta manera ver si existe algún riesgo geológico.
- **Adyacencia:** Durante un sismo puede producir daños estructurales debido al poco espacio entre las edificaciones, por lo tanto, puede golpearse entre sí o existir casos de caídas de elementos.
- **Irregularidades:** Las mismas que pueden afectar el comportamiento de la edificación. Las irregularidades se clasifican en irregularidades verticales y en planta. Las irregularidades verticales pueden ser severas y moderadas.
- **Peligros exteriores:** Los peligros de caídas de elementos no estructurales de una edificación pueden ser de riesgos para la vida de las personas que pueden ser: chimeneas, revestimientos pesados, antepechos, barandas entre otros.
- **Daño:** El daño y deterioro de algún elemento estructural que pueda ocasionar un impacto importante ante el desempeño y funcionamiento de la estructura.

A continuación, en la tabla 10 y 11, se muestra los formularios de Nivel 1 y Nivel 2 respectivamente, para la evaluación de la edificación bajo la norma FEMA P-154.

Tabla 11 Formulario de Evaluación visual rápida del Nivel 2 FEMA 154

Exploración rápida visual de los edificios de posibles riesgos sísmicos		Nivel 2		
(Opcional) FEMA P-154 Formulario de Recolección de Datos				
ALTA SISMISIDAD La recopilación de datos del nivel 2 opcional al ser realizado por un profesional de ingeniería civil o estructuras, un arquitecto o un estudiante graduado con experiencia en la evaluación y en diseño sísmo resistente.				
Nombre del edificio:	Puntaje final nivel 1:	SL1= _____ (no se considera SMIN)		
Inspector:	Modificadores de irregularidad NI	Irregularidad vertical, 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 (sí es verdadero, encerrar en un círculo del modificador "SI", caso contrario tachar el modificador)	SI	Subtotales	
Irregularidad en elevación, VL2	Terreno en pendiente	Edificación W1: Existe al menos un pisos de diferencia de nivel entre un lado de la edificación respecto al otro	-1.2	VL2= _____ (Tope en -1.1)
		Edificación no W1: Existe al menos un pisos de diferencia de nivel entre un lado de la edificación respecto al otro		
	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 garaje sin un portico de acero resistente a momento, y existe menos de 20cm de pared en la misma línea (para múltiples pisos ocupados por encima, usar como	-0.8	
		Edificación W1A con abertura frontal: Existen aberturas en planta baja (como parqueaderos) sobre al menos el 50% de la longitud de la	-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 esta 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 el 75% que el piso superior o la altura de cualquier piso esta 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 estan desplazados de aquellos de piso inferior causando que el diafragma de piso trabaje en voladizo	-1	
		Los elementos verticales del sistema lateral en pisos superiores estan desalineados con aquellos en pisos inferiores	-0.5	
	Columnas cortas	Existen 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 la columna en el sistema lateral tiene relaciones altura/profundidad menores al 50% de la relación nominal altura/profundidad en este 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		
	Se observa otra irregularidad moderada en elevación que pueda afectar al desempeño sísmico de la edificación	-0.5		
Irregularidad en Planta, PL2	Irregularidad torsional: El sistema lateral no aparece relativamente bien distribuido en planta en una o varias direcciones (No se incluye la abertura frontal W1A mencionada anteriormente.)	-0.7	PL2= _____ (Tope en -1.1)	
	Sistemas no paralelos: Existe uno o más elementos verticales grandes del sistema lateral que no son ortogonales entre sí	-0.4		
	Esquinas 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 de 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 edificación	-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 esta separada de la estructura adyacente por al menos el 1% de la altura de la edificación más baja y estructura adyacente	Los pisos no se alinean verticalmente mas de 61 cm	-1	
		Una edificación es 2 o más pisos mas alta que la otra	-1	
		La edificación esta al final del bloque o manzana	-0.5	
Edificación S2	Es visible en una geometría K de arriostramiento	-1		
Edificación C1	Placas planas sirven como vigas en el pórtico resistente a momento	-0.4		
Edificación PCI/RM1	Existen uniones de 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	La edificación está estrechamente espaciada, paredes interiores de altura completa (preferible con un espacio interior con pocas paredes como en una	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		
Readecuación	Una readecuación 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:				
Se observa algún daño, deterioro u otra condición que afecta negativamente al desempeño sísmico de la estructura <input type="checkbox"/> Sí <input type="checkbox"/> No				
Si es afirmativo, describir la condición en la sección posterior de comentarios e indicar en el formulario el Nivel 1 si una evaluación detallada es requerida independiente del puntaje de la edificación				
PELIGRO NO ESTRUCTURALES OBSERVABLES				
Ubicación	Aspectos (Chequear "Si o no"	Si	No	Comentario
Exterior	Existe un antepecho de mampostería no reforzada no arriostrada o una chimenea de mampostería no reforzada			
	Existe revestimientos pesados			
	Existe un techado pesado sobre puertas de salida o pasillos peatonales que puedan 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 mas 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 no estructural que pueda caer			
Desempeño Sísmico No Estructural Estimado (Chequear el cuadro 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: FEMA P-154, Federal Emergency Management Agency

Tipología del sistema estructural de FEMA 154

El tipo de estructura ayuda a establecer cuáles serán las fortalezas y debilidades de la edificación ante un evento sísmico.[4] Por lo tanto las normas FEMA 154 plantean diferentes tipos de sistemas estructurales que se muestran en la tabla 12 descrita a continuación.

Tabla 12 Tipología del Sistema Estructural del Formulario, FEMA 154

W1	Estructura liviana de madera de una o varias viviendas unifamiliares de uno o más pisos.
W1A	Marco de madera liviano de viviendas múltiples de varios pisos con un área de planta de más de 3.000 pies cuadrado por planta.
W2	Marco de madera de edificios comerciales e industriales con una superficie mayor de 5.000 pies cuadrado
S1	Edificio con estructura de acero resistente a momento
S2	Edificio con estructura de acero arriostrado
S3	Construcciones metálicas ligeras
S4	Edificios con marcos de acero con muros de corte preparados in situ
S5	Edificios con marco de acero con paredes de relleno de mampostería no reforzada
C1	Edificios de hormigón resistentes a momentos
C2	Edificio de hormigón con muros estructurales
C3	Edificio con estructura de hormigón con paredes de relleno de mampostería no reforzada
PC1	Edificio de hormigón prefabricado
PC2	Edificio con estructura de hormigón armado prefabricado.
RM1	Edificio de mampostería reforzada con piso flexible y diafragma de techo
RM2	Edificio de mampostería reforzada con suelo rígido y diafragmas de techo
URM	Edificios de pared de apoyo de mampostería no reforzada.
H	Las viviendas prefabricadas.

Fuente: FEMA 154, Federal Emergency Management Agency

Índice de peligro estructural (Puntaje básico) de FEMA 154

Se calcula el índice de peligro estructural mediante la tabla 13 que presenta la probabilidad de daño y pérdida de una edificación. [12]

Los modificadores son aquellos factores que afectan el rendimiento de la edificación en estudio. [12]

Tabla 13 Puntajes Básicos, Modificadores y Puntaje Final S -FEMA 154

PUNTAJE BÁSICO, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1																	
TIPO DE EDIFICACIÓN FEMA Nosesabe (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}																	

Fuente: FEMA 154, Federal Emergency Management Agency

Puntaje del nivel de vulnerabilidad de FEMA 154

La metodología RVS descrita por FEMA 154, determina el valor 2 como límite para diferenciar aquellas edificaciones adecuadas ante movimientos sísmicos, un valor inferior a este se procede a un análisis detallado a la estructura. [23] El nivel de vulnerabilidad se clasifica mediante la tabla 14.

Tabla 14 Puntaje del nivel de vulnerabilidad del Método FEMA 154

Nivel de Vulnerabilidad	Puntaje
No Vulnerable	Iv > 2
Vulnerable	Iv ≤ 2

Fuente: FEMA 154, Federal Emergency Management Agency

b) Inspección y Evaluación Rápida de Estructuras NEC 15

En la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC_2015) de la guía práctica para evaluación y rehabilitación de estructuras para la evaluación de la edificación nos presenta la siguiente matriz descrito en la tabla 15, basado en la norma FEMA 154.[12]

El formulario describe los siguientes datos tales como: datos de la edificación, datos del profesional encargado en la evaluación del edificio, esquema o bosquejo estructural en planta y elevación de la edificación, fotografía de la estructura, identificación del sistema estructural.[12]

Tabla 15 Formulario de Evaluación visual rápida de vulnerabilidad NEC

EVALUACION VISUAL RAPIDA DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES														
ESQUEMA ESTRUCTURAL EN PLANTA Y EVALUACION DE EDIFICACION	DATOS DE EDIFICACION:													
	Dirección:													
	Nombre de la edificación:													
	Sitio de referencia:													
	Tipo de uso:							Fecha de evaluación:						
	Año de construcción:							Año de remodelación:						
	Área construida en m2:							Numero pisos:						
	DATOS DEL PROFESIONAL													
	Nombre del evaluador:													
	C.I. 1801602879													
Registro senescyt:														
fotografía														
TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL														
Madera	W1	Pórtico Hormigón Armado			C1	Pórtico acero laminado			S1					
Mampostería sin refuerzo	URM	Pórtico H. Armado con			C2	Pórtico acero laminado con diagonales			S2					
Mampostería reforzado	RM	Pórtico H. Armado con			C3	Pórtico acero doblado en frío			S3					
Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX	mampostería confinada sin H. Armado prefabricado				PC	Pórtico acero con paredes mampostería			S4				
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	0.0
Mediana altura (4 a 7 pisos)	N/A	N/A	0.4	0.2	0.4	0.4	0.2	0.2	0.2	0.4	N/A	0.4	0.4	
Gran altura (mayor a 7 pisos)	N/A	N/A	N/A	0.3	0.6	0.8	0.3	0.4	0.6	0.8	N/A	0.8	0.8	
IRREGULARIDAD DE LA EDIFICACION														
Irregularidad vertical	-2.5	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.5	-1.5	-1.0	-1.0	
Irregularidad en planta	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	
CODIGO DE LA CONSTRUCCION														
Pre-código (construido antes de 1977) o autoconstrucción	0.0	-0.2	-0.1	-1.2	-1.2	-1.0	-0.2	-0.3	-1.0	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2	
Construido en etapa de transición (entre 1977 y 2001)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Postcódigo moderno (construido a partir del 2001)	1.0	N/A	2.8	1.0	1.4	2.4	1.4	1.0	1.4	1.4	1.0	1.6	1.0	
TIPO DE SUELO														
Tipo de suelo C	0.0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	
Tipo de suelo D	0.0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	
Tipo de suelo E	0.0	-0.8	-0.4	-1.2	-1.2	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8	
PUNTAJE FINAL, S														
GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA														
S < 2,0							Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial							
2,0 > S > 2,5							Media vulnerabilidad							
S > 2,5							Baja vulnerabilidad							
OBSERVACIONES. -														Firma responsable evaluación

Fuente: NEC-Guía práctica para evaluación y rehabilitación de estructuras

Tipología del sistema estructural de la NEC 15

El tipo de estructura ayuda a establecer cuáles serán las fortalezas y debilidades de la edificación ante un evento sísmico.[4] Por lo tanto las norma plantea diferentes tipos de sistemas estructurales que se muestran en la tabla 16 descrita a continuación.

Tabla 16 Tipología del sistema estructural del formulario de la NEC

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: NEC_ Guía de evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras

Índice de peligro estructural (Puntaje básico) de la NEC-15

Se calcula el índice de peligro estructural mediante la tabla 17 que presenta la probabilidad de daño y pérdida de una edificación. Los modificadores son aquellos factores que afectan el rendimiento de la edificación en estudio. [12]

Los puntajes básicos y modificadores fueron determinados de la probabilidad de colapso y después estos factores en puntaje S, se usó la metodología HAZUS para estimar dicha probabilidad mediante un análisis de fragilidad, así como la NEC se basa en la Norma Americana. [11]

Tabla 17 Puntaje Básico, modificadores y Puntaje Final S

Tipología del sistema estructural	W1	URM	RM	RX	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	-2	-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	-1	-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	-1	-0.8	-0.2
Construido en etapa de transición (entre 1977 a 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	-0.4	-0.4
Tipo de suelo D	0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-1	-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	-1.2	-0.8

Fuente: NEC_ Guía de evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras

Puntaje del nivel de vulnerabilidad mediante la NEC-15

De acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción menciona que la vulnerabilidad sísmica se determina mediante el puntaje estructural final S , sumando o restando los puntajes, antes mostrados según sea el caso para el tipo del sistema estructural elegido, Si S es mayor a 2.5 se considera que la estructura tiene una vulnerabilidad baja, si está entre 2 y 2.5 se considera como de vulnerabilidad media y si es menor a 2 entonces la estructura se describe como de alta vulnerabilidad, y debe ser analizada de manera más detallada.[12]

c) Inspección Visual Propuesta por la Secretaria Nacional de Gestión de Riesgos (SNGR)

La Secretaria Nacional de Gestión de Riesgos (SNGR) propone el método de Inspección Visual para la obtención del grado vulnerabilidad que está diseñada para zonas urbanas de las cabeceras cantonales del país.

Esta metodología debe ser considerada como una herramienta para la creación de una base sólida de información, que priorice y oriente de estrategias, programas y planes de reducción de daño ante una acción de fuerza sísmica. [21]

Variables e indicadores de Vulnerabilidad del método de SNGR

La Secretaria Nacional de Gestión de Riesgos presenta una metodología para determinar el grado de vulnerabilidad de la edificación ante amenazas sísmicas, inundaciones, deslizamientos y volcánicas. La edificación en evaluación tiene el propósito de conocer el comportamiento probable ante un desastre natural.[21] En la presente investigación se determina la vulnerabilidad ante una amenaza sísmica, que se detalla a continuación la matriz proporcionada por la SNGR y las respectivas valores de puntaje para los diferentes materiales de los elementos de la estructura a evaluar.

Tabla 18 Variables e Indicadores para Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones

Variable de Vulnerabilidad	Descripción De La Variable Y Uso De La Información	Indicadores Considerados	Amenaza Sísmica
Sistema estructural	Describe la tipología estructural predominante en la edificación	Hormigón armado	0
		Estructura metálica	1
		Estructura de madera	1
		Estructura de caña	10
		Estructura de pared portable	5
		Mixta madera/hormigón	5
		Mixta metálica/hormigón	1
Tipo de material en paredes	Describe el material predominante utilizado en las paredes divisorias de la edificación	Pared de Ladrillo	1
		Pared de bloque	1
		Pared de piedra	10
		Pared de adobe	10
		Pared de tapia/bahareque/madera	5
Tipo de cubierta	Describe el tipo de material utilizado como sistema de cubierta de la edificación	Cubierta metálica	5
		Losa de hormigón armado	0
		Vigas de madera y zinc	5
		Caña y zinc	10
		Vigas de madera y teja	5
Sistema de entrepisos	Describe el tipo de material utilizado para el sistema de pisos diferentes a la cubierta	Losa de hormigón armado	0
		Vigas y entramado madera	5
		Entramado madera/caña	10
		Entramado Metálico	1
		Entramado hormigón/metálico	1
Número de pisos	Se considera el número de pisos como una variable de vulnerabilidad, debido a que se altura incide en su comportamiento	1 pisos	0
		2 pisos	1
		3 pisos	5
		4 pisos	10
		5 pisos o mas	1
Año de construcción	Permite tener una idea de la posible aplicación de criterios de diseño de defensa contra la amenaza	antes de 1970	10
		entre 1971 y 1980	5
		entre 1981 y 1990	1
		entre 1991 y 2010	0
Estado de conservación	El grado de deterioro influye en la vulnerabilidad de la edificación	Bueno	0
		Aceptable	1
		Regular	5
		Malo	10

Características del suelo bajo la edificación	El tipo de terreno influye en las características de vulnerabilidad física	Firme, seco	0
		Inundable	1
		Ciénaga	5
		Húmedo, blando, relleno	10
Topografía del sitio	La topografía del sitio de construcción de la edificación indica posibles debilidades frente a la amenaza	A nivel, terreno plano	0
		Bajo nivel calzada	5
		Sobre nivel calzada	0
		Escarpe positivo o negativo	10
Forma de la construcción	La presencia de irregularidad en la edificación genera vulnerabilidades	Regular	0
		Irregular	5
		Irregularidad severa	10

Fuente: Guía de implementación para el análisis de vulnerabilidades a nivel cantonal, SNGR

El formulario describe variables como tipo de material de paredes, tipo de cubierta, sistema de entresijos, estado de conservación, características del suelo bajo la edificación, topografía del sitio.

La matriz de evaluación del SNGR presenta valores entre 0, 1, 5 y 10 en donde representa el valor 0 una baja vulnerabilidad y el valor 10 una alta vulnerabilidad.

Índice de vulnerabilidad del SNGR

Los indicadores establecidos para cada una de las variables son multiplicados por los valores de ponderación asignados por la SNGR que se muestra en la tabla 19.

Tabla 19 Índices de Vulnerabilidad para Amenaza sísmica

Variable	Valores posibles del indicador	Ponderación	Valor máximo
Sistema estructural	0,1,5,10	1.2	12
Material de paredes	0,1,5,10	1.2	12
Tipo de cubierta	0,1,5,10	1	10
Tipo de entresijo	0,1,5,10	1	10
Número de pisos	0,1,5,10	0.8	8
Año de construcción	0,1,5,10	1	10
Estado de conservación	0,1,5,10	1	10
Características del suelo	0,1,5,10	0.8	8
Topografía del sitio	0,1,5,10	0.8	8

Forma de construcción	0,1,5,10	1.2	12
Valor mínimo=0			100

Fuente: Guía de implementación para el análisis de vulnerabilidades a nivel cantonal, SNGR

Para la obtención del índice de vulnerabilidad se emplea una suma ponderada de todos los valores conseguidos de los indicadores de cada variable de la edificación a evaluar y así clasificar según el nivel de vulnerabilidad.

Tabla 20 Puntaje de nivel de vulnerabilidad del SNGR

Nivel de vulnerabilidad	Puntaje
Bajo	0 a 33 puntos
Medio	34 a 66 puntos
Alto	Más de 66 puntos

Fuente: Guía de implementación para el análisis de vulnerabilidades a nivel cantonal, SNGR

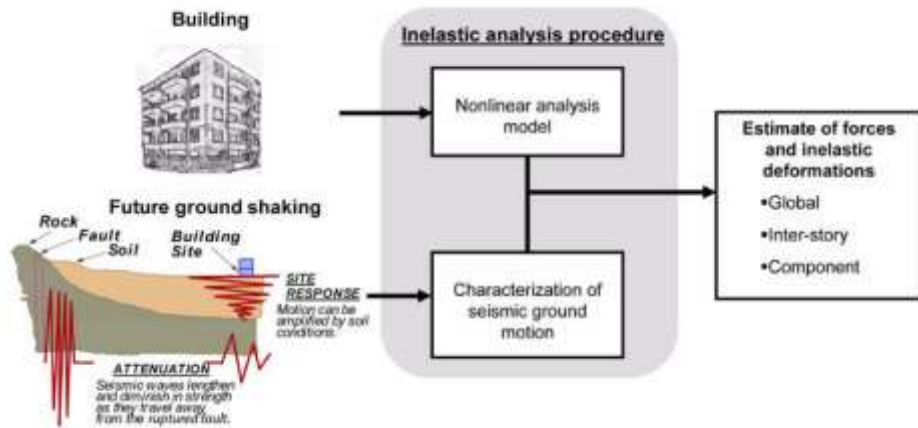
1.1.3.9. Métodos cuantitativos

De acuerdo en el capítulo de Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras (NEC-SE-RE) establecida en la Norma Ecuatoriana de la Construcción para la verificación del desempeño sísmico se recomienda aplicar un análisis no lineal para la obtención del grado de vulnerabilidad sísmica, con el propósito de obtener la curva de capacidad y el punto de desempeño de la estructura.[16]

1.1.3.9.1. Procedimientos de Análisis Sísmico Inelástico

Para la evaluación sísmica y diseño de estructuras ya existentes o nuevas el análisis sísmico inelástico es un procedimiento que tiene el propósito de predecir el comportamiento de la estructura ante un sismo y estimar la magnitud de las deformaciones y distorsiones inelásticas. La ingeniería basada en el desempeño (PBE) una técnica que evalúa y diseña sísmicamente (ATC, 1996; BSSC, 2000) caracteriza el desempeño en términos de daño esperado a elementos estructurales y no estructurales.[24]

Figura 5 Procedimientos de Análisis Inelásticos ante el comportamiento sísmico.

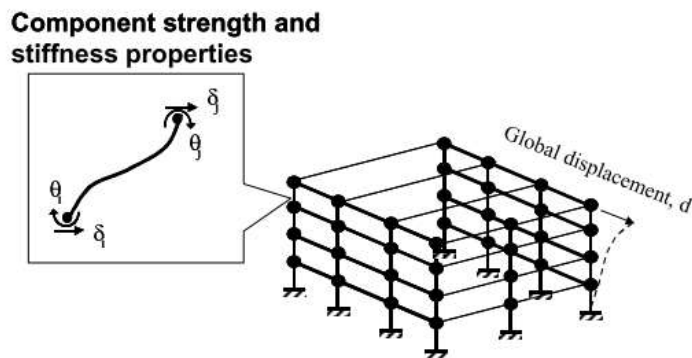


Fuente: FEMA 440, Overview of Inelastic Seismic Analysis Procedures, Chapter 2, pág. 1

Modelo Estructural

El modelado estructural del análisis sísmico inelástico contiene propiedades de deformación y resistencia post elástica además de las propiedades elásticas iniciales.[24]

Figura 6 Esquema de un modelado estructural inelástico tridimensional a partir de propiedades de los componentes.

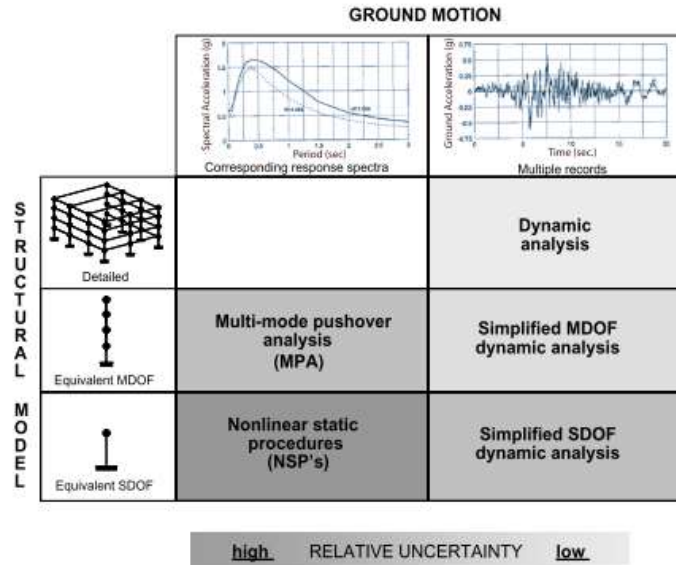


Fuente: FEMA 440, Overview of Inelastic Seismic Analysis Procedures, Chapter 2, pág. 6

Opciones para Análisis Inelásticos

Existen varias opciones de análisis inelásticos que depende de las combinaciones del tipo de modelo estructural y movimiento sísmico. Al instante de elegir un tipo de análisis se debe de tomar en cuenta a lo que se desea llegar a un desempeño optimo aceptable. [24]

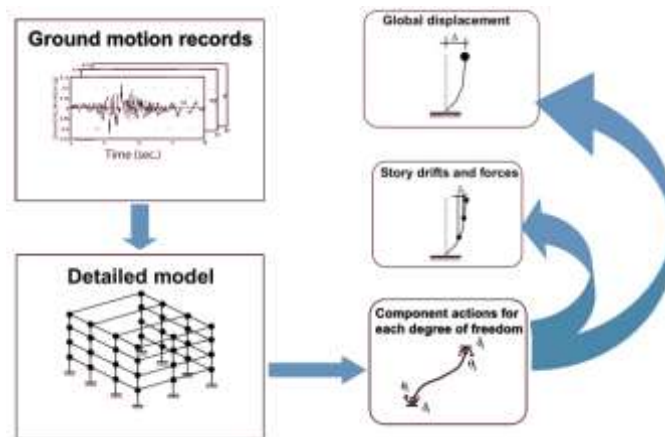
Figura 7 Matriz de Procedimientos para Análisis Inelásticos y movimiento de suelo



Fuente: FEMA 440, Overview of Inelastic Seismic Analysis Procedures, Chapter 2, pág.9

- a) **Análisis dinámico no lineal:** Un análisis que estima las deformaciones de los elementos para grado de libertad del modelo para así determinar los efectos de nivel superior, como los desniveles de piso y el desplazamiento del techo.[24]

Figura 8 Diagrama de flujo que representa el proceso de análisis dinámico no lineal.

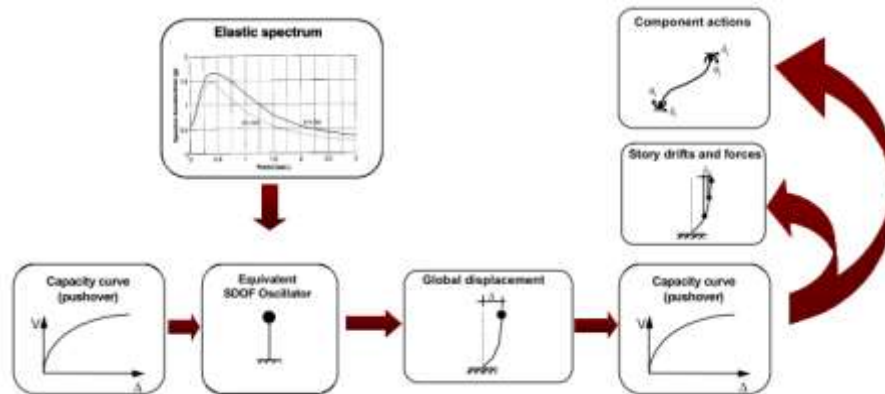


Fuente: FEMA 440, Overview of Inelastic Seismic Analysis Procedures, Chapter 2, pág.7

- b) **Análisis Estático No Lineal (NSP):** Los modelos de sistemas de múltiples grados de libertad (MDOF) son convertidos en modelos estructurales de sistemas simples de un grado de libertad (SDOF) que representan el

movimiento sísmico con espectros de respuesta que producen desplazamientos máximos globales, derivas de piso, fuerzas y las acciones de componentes están relacionadas con la demanda global de la curva de capacidad.[24][25]

Figura 9 Diagrama de flujo que representa el proceso seguido en procedimientos estáticos no lineales.



Fuente: FEMA 440, Overview of Inelastic Seismic Analysis Procedures, Chapter 2, pág.8

1.1.3.10. Análisis No Lineal (Pushover)

Es una metodología cuantitativa que determina la capacidad de desplazamiento y carga límite de una edificación, tomando en cuenta el comportamiento inelástico de los materiales a partir de diferentes niveles de carga, al incrementar fuerzas estáticas que ejerce los componentes estructurales y no estructurales sobre la estructura el análisis no lineal (Pushover) es una técnica simple y eficaz para estudiar la capacidad, resistencia- deformación, de dicha edificación bajo la distribución de fuerzas inerciales esperada.

El análisis es el incremento de cargas de gravedad en donde ocurre las primeras deformaciones y cargas laterales que se incrementa en forma secuencial en una misma dirección hasta producir la primera rotula plástica, hasta conseguir la capacidad máxima de la estructura, tomando en cuenta la rigidez de cada elemento del edificio.

El método de análisis no lineal (Pushover) tiene el propósito de obtener la curva de capacidad que va más allá del rango inelástico y también para lograr obtener la formación secuencial de mecanismos y fallas en los elementos.[12]

Las cargas laterales representa la fuerza sísmica, se realiza en base al modo de vibración fundamental de la estructura, mientras que exista una participación modal de la masa superior al 75% en el primer modo, caso contrario no es recomendable realizar un análisis estático no lineal.[11]

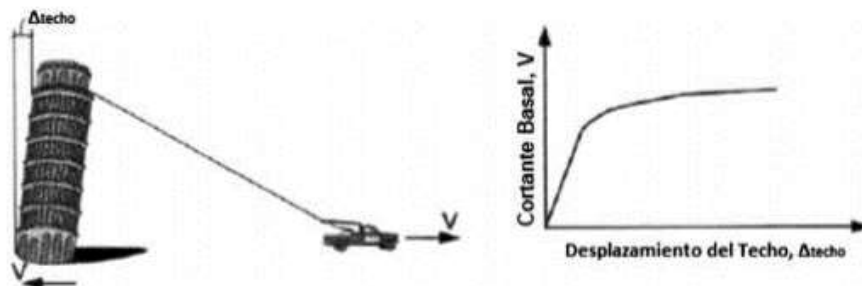
Para la ejecución del análisis es necesario tener la siguiente información:

- Dimensiones de la geometría de los elementos estructurales.
- Refuerzo transversal y longitudinal de los elementos.
- Acciones gravitacionales (carga viva y carga muerta).
- Identificar rótulas plásticas en los componentes estructurales.

1.1.3.11. Curva de Capacidad

La curva de capacidad está representada en un sistema de ejes coordenados; el eje de las abscisas se ubica el desplazamiento en el nivel superior y en el eje de las ordenadas la fuerza cortante que serían las cargas laterales.[26] La misma que es obtenida por el método Pushover que va describiendo la degradación de la rigidez de la estructura.

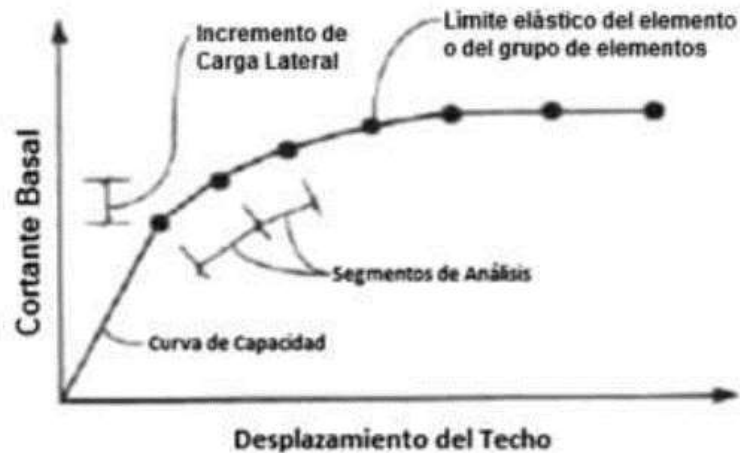
Figura 10 Desplazamiento de la estructura mediante cargas laterales



Fuente: Guía práctica de evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, pág. 58

La curva de capacidad se construye generalmente para mostrar la respuesta del primer modo de vibración de la estructura. En general es válido para estructuras con periodos de vibración menores a 1 segundo, pero para estructuras más flexibles el periodo de vibración debe ser más alto. [27]

Figura 11 Curva de Capacidad representa la respuesta del modo de vibración de la estructura.



Fuente: Guía práctica de evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, pág. 58

Modelo de comportamiento

Para las estructuras de hormigón armado se emplean relaciones como esfuerzo-deformación idealizadas o simplificadas para su análisis y estudio, ya sea para el hormigón o acero, las cuales fueron desarrolladas a partir de ensayos experimentales.

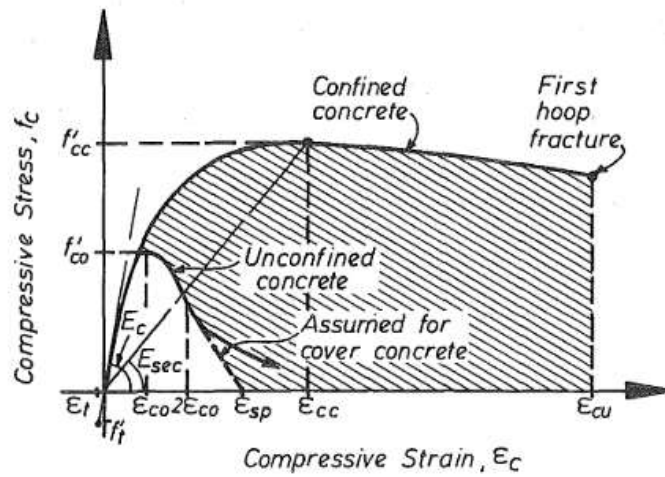
1.1.3.11.1. Hormigón

Las rotulas plásticas se forman en las regiones de columnas de concretos reforzadas, para asegurar la redistribución del momento y evitar el colapso durante un movimiento sísmico deber ser dúctil y suficiente el refuerzo transversal para así disminuir el pandeo de las barras longitudinales y evitar la falla por corte.[28]

El modelo propuesto por Mander es un sistema unificado de esfuerzo y deformación de hormigón confinado de forma rectangular con armadura transversal.[29]

A continuación, se muestra en la figura 12, el modelo de esfuerzo- deformación para el hormigón confinado y no confinado bajo una carga monotónica.

Figura 12 Modelo de esfuerzo/deformación de concreto confinado y no confinado



Fuente: B. Mander, M. Priestley y R. Park, Theoretical Stress - Strain Model for Confined Concrete, pág. 1087

El esfuerzo longitudinal a compresión del hormigón (f'_c) para una velocidad lenta, cuasi estática y carga monótonica está dada por:[29]

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

Ec. 1

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

Ec. 2

$$\epsilon_{cc} = 0.002 \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$$

Ec. 3

Relación de módulos de elasticidad

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

Ec. 4

Para el esfuerzo pico este dado por el módulo secante (E_{sec}) del concreto confinado:

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}}$$

Ec.5

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94fl}{f'_{co}}} - 2 \frac{fl}{f'_{co}} \right)$$

Ec. 6

$$fl = \frac{1}{2} k_e \rho_s f_{yh}$$

Ec.7

Donde:

f'_{cc} : Esfuerzo máximo de compresión del concreto confinado en MPA

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

fl : Presión radial máxima efectiva del confinamiento

fc : Esfuerzo de compresión del concreto

ec : Deformación al esfuerzo máximo de compresión del concreto confinado

ecc : Deformación de compresión

ke : Factor de efectividad del confinamiento

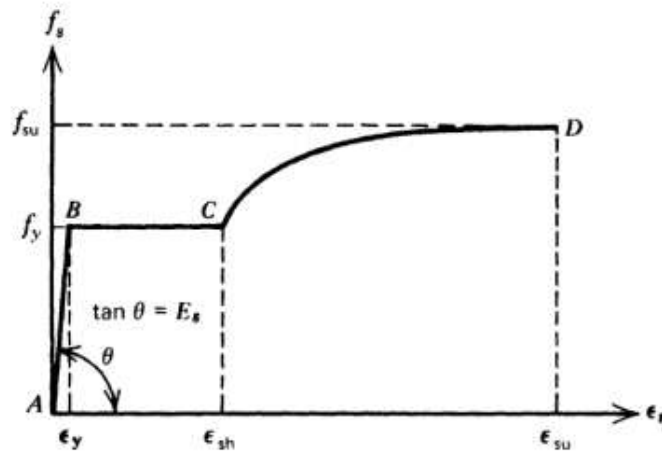
ρ_s : Radio volumétrico del refuerzo transversal

f_{yh} : Esfuerzo de fluencia del acero transversal

1.1.3.11.2. Acero

Se utilizara el modelo de Park que consiste en una aproximación de la curva esfuerzo-deformación a tensión del acero, la misma que se compone de tres zonas: elástica lineal, fluencia y endurecimiento por deformación en la cual el acero recupera su habilidad de resistir cargas.[30]

Figura 13 Curva esfuerzo/deformación del acero sometido a tensión



Fuente: T. Paulay y R. Park, Reinforced Concrete Structures. 1975

Ecuaciones:

$$\varepsilon_s \leq \varepsilon_y$$

Ec. 8

$$f_s = E_s \varepsilon_y$$

Ec. 9

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

Ec.10

$$f_s = f_y$$

Ec. 11

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

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left| \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right|^2$$

Ec. 12

1.1.3.12. Desempeño

El desempeño sísmico es el comportamiento que tiene la edificación ante una excitación sísmica. Así que mediante evaluaciones nos permita conocer la condición límite del daño de la estructura para unos niveles movimiento.

La condición limite esta descrita por los daños físicos, la amenaza a la seguridad de vida de los ocupantes del edificio y funcionamiento del mismo posterior al sismo.[11]

ATC 40, VISION 2000 y FEMA 273-356 establecen los niveles de desempeño. VISION 2000 considerando las actividades para el proceso constructivo, como actividades de mantenimiento que acceden que las estructuras tengan un desempeño sísmico aceptable ante diferentes niveles de severidad de movimiento.

1.1.3.12.1. Niveles de desempeño

La propuesta del ATC 40 y FEMA 356 clasifica los niveles de desempeño para los elementos estructurales como no estructurales, ambos definidos de forma individual. La combinación de niveles nos da el resultado del desempeño de la edificación.

Niveles para los elementos Estructurales

Pueden ser utilizados para describir criterios técnicos en los métodos de evaluación y rehabilitación de estructuras. Se definen en tres niveles que son: ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural. Además, existen dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad limitada que ayudan en caso de una evaluación para un reforzamiento. Niveles que se describe a continuación: [31]

- **Ocupación Inmediata (SP-1) .-** El estado de daño estructural es limitado, el sistema estructural resiste cargas verticales y laterales. No existe pérdidas de vidas humanas y la estructura funciona en su totalidad.
- **Daño Controlado (SP-2).-** El daño de la estructura varía entre los límites de ocupación inmediata y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro, pero es posible que sean afectados.

- **Seguridad (SP-3).**- Los daños son significativos, la mayoría de los elementos estructurales se mantienen. La vida de los ocupantes está en amenaza tanto en el interior y exterior, sin embargo, es muy baja la probabilidad que exista un herido por fallo de elementos estructurales. Para la ocupación del edificio es posible reparar la estructura antes de ser ocupada, tomando en cuenta la parte económica.
- **Seguridad Limitada (SP-4).**- Pertenece a un estado de daño estructural entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, por lo que puede requerir un reforzamiento para garantizar el nivel de seguridad. Alto peligro a la vida de los ocupantes.
- **Estabilidad Estructural (SP-5).**- Estado de daño en donde el sistema estructural esta por presentar un colapso parcial o total, la estructura muestra daños sustanciales, pérdida de rigidez y resistencia en los elementos estructurales. A pesar del sistema de cargas verticales continúe funcionando existe un alto riesgo. Los daños de la estructura más antiguas sean técnicas y en lo económico irreparable.
- **No considerado (SP-6).**- No es considerado un nivel de desempeño, más bien es una condición en la cual se requiere para realizar evaluaciones sísmicas o reforzamiento.

Niveles para los elementos No Estructurales

Se presenta 4 niveles de desempeño a los estados discretos de daños: operacional, ocupación inmediata, seguridad y amenaza reducida.

- **Operacional (NP-A).**- Se espera que los elementos no estructurales, maquinarias y sistemas del edificio funcionen con normalidad posterior a un sismo.
- **Ocupación inmediata (NP-B).**- aun cuando los elementos no estructurales y sistemas permanecen en su sitio, pueden mostrar interrupciones en el funcionamiento de las maquinarias y equipos. Algunos servicios externos

pueden no estar disponibles, aunque esto no compromete la ocupación del edificio.

- **Seguridad (NP-C).**- Puede mostrar daños considerables en el sistema no estructural tanto interior como exterior del edificio, sin que haya un colapso o caída de objetos como para poner en peligro la seguridad de los ocupantes. Es posible que los equipos y maquinaria sean afectados por lo que deben ser reparados o reemplazados en el peor de los casos.
- **Amenaza reducida (NP-D).**- Presentan daños severos en el sistema no estructural, pero sin llegar al colapso o caída de objetos grandes, como por ejemplos parapetos y muros exteriores de mampostería, entre otros, que podrían causar lesiones a grupos de personas.
- **No considerado (NP-E).**- No se considera como nivel de desempeño y se utiliza para indicar que no se han evaluado y/o inspeccionado los elementos no estructurales (mampostería y acabados), a menos que tenga un efecto directo sobre la respuesta estructural.

Niveles de desempeño de la Edificación

La combinación de niveles de elementos estructurales y no estructurales nos da el resultado de los niveles de desempeño de la edificación descrito por el ATC 40 que definen las condiciones límite del daño ocasionado durante un posible sismo.

Tabla 21 Niveles de desempeño de la edificación que determinan las condiciones límite de daño ante un sismo.

Niveles de Desempeño no estructural	Niveles de desempeño estructural					
	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6
NP – A	1 - A Operacional	2 - A	NR	NR	NR	NR
NP – B	1 - B Ocupación Inmediata	2 - B	3 - B	NR	NR	NR
NP – C	1 - C	2 - C	3 - C Seguridad	4 - C	5 - C	6 - C
NP – D	NR	2 - D	3 - D	4 - D	5 - D	6 - D
NP – E	NR	NR	3 - E	4 - E	5 - E Estabilidad Estructural	No Aplicable

NR: Combinación No Recomendada

Fuente: ATC 40, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Chapter 3, pág.2

- **Operacional 1-A.-** nivel de desempeño relacionado con la funcionalidad. Los daños estructurales son limitados y los daños de la en los sistemas y elementos no estructural no impiden que funciones la estructura en totalidad. Las reparaciones de las estructuras son menores.
- **Ocupación inmediata 1-B.-** Nivel de desempeño utilizado para estructuras esenciales. Se espera que los espacios y sistemas del edificio después del sismo puedan ser utilizados, aunque exista algunos daños en los elementos. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.
- **Seguridad de vida 3-C.-** se presenta daños limitados en los elementos estructurales y no estructurales-La pérdida de vidas de los ocupantes la probabilidad es nula.
- **Estabilidad estructural 5-E.-** El sistema resistente de cargas laterales se encuentran al límite y con probabilidad alta de colapso antes posibles replicas, no obstante, el sistema de cargar verticales continúa dando estabilidad al edificio. Los daños no estructurales no requieren ser evaluados debido al nivel de daño en los componentes estructurales. No existe garantía de seguridad por lo que se requiere desalojar y en algunos casos realizar demolición de la edificación.

1.1.3.13. Análisis No Lineal (Pushover)

La curva Pushover se genera al someter un modelo estructural a cargas laterales y aumentar la carga para generar una relación no lineal de fuerza- deformación inelástica, el vector de carga suele ser una representación de aceleraciones asociadas con el primer modo de vibración. [25]

1.1.3.13.1. Método del capacidad- espectro (CSM)

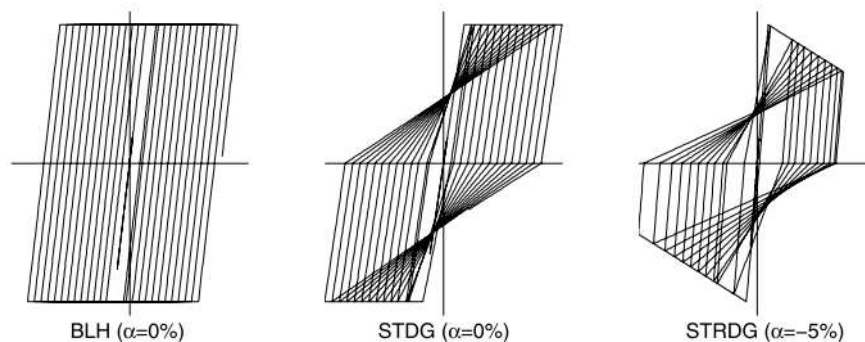
El procedimiento de linealización según FEMA 440 se basa en el método de capacidad- Espectro (CSM) en donde el sistema lineal tiene una rigidez reducida y una mayor amortiguación proporcional a la energía histórica para estimar la respuesta del sistema no lineal.[24]

1.1.3.13.2. Procedimiento de linealización equivalente

Es utilizada para modelar la respuesta no lineal, este método está en función de la ductilidad con el objetivo de determinar un desplazamiento máximo usando un periodo y amortiguamiento efectivo. Este proceso es únicamente para ductilidades menores de 10.[24]

Según FEMA 440, se clasifican en tres tipos de comportamiento inelástico tal como histérico bilineal (BLH), degradación de la rigidez (STDG) y degradación de fuerza (STRDG), como se muestra en la figura 14 , estos mismo sirven para identificar la degradación y utilizados para identificar los coeficientes para el cálculo del periodo efectivo y amortiguamiento efectivo.[24]

Figura 14 Tipos de Modelos histéricos



Fuente: FEMA 440, Chapter 6, pág.6

Los parámetros lineales equivalentes como es el amortiguamiento efectivo (β_{eff}) y periodo efectivo (T_{eff}), son determinados bajo un análisis estadístico que minimiza de manera rigurosa las ocurrencias extremas de la diferencia o conocida también como “error” entre la respuesta máxima de un sistema inelástico real y semejante lineal equivalente, siendo la media del valor absoluto de la diferencia entre los desplazamientos.[24]

Amortiguamiento efectivo β_{eff}

Valores de amortiguación efectivo se calculan bajo varias fórmulas según el valor de “u” ductilidad, expresados como porcentajes de amortiguación crítica, para todos los modelos y valores de alfa de histéresis.[24]

Para ductilidades: $1.0 < \mu < 4.0$:

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

Ec. 13

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

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

Ec. 14

Para ductilidades: $\mu > 6.5$:

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

Ec. 15

Donde:

β_{eff} : Amortiguamiento efectivo

A, B, C, D, E, F: Coeficientes para uso en ecuaciones de amortiguamiento efectivo.

β_o : Amortiguamiento inicial

T_{eff} : Periodo efectivo

T_o : Periodo Inicial

Los valores de los coeficientes para las ecuaciones se muestran en la tabla 22. Mismos que están en función de la curva de capacidad para el oscilador en términos de tipo histerético básico y rigidez post elástica. [24]

Tabla 22 Coeficientes para uso en Ecuaciones de Amortiguamiento Efectivo

Table 6-1 Coefficients for use in Equations for Effective Damping							
<i>Model</i>	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

a. Negative values of post-elastic stiffness should be limited to α_e , as discussed in Section 4.3

Fuente: FEMA 440, Chapter 6, pág.3

A continuación, las siguientes ecuaciones se han optimizado para el valor de amortiguamiento efectivo para cualquier curva de capacidad, independientemente del tipo de modelo histerético o el valor alfa utilizado para el estudio.

Para ductilidades: $1.0 < \mu < 4.0$:

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

Ec. 16

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

$$\beta_{eff} = 1.4 + 0.32(\mu - 1) + \beta_o$$

Ec. 17

Para ductilidades: $\mu > 6.5$:

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

Ec. 18

Periodo efectivo T_{eff}

Los valores son para todos los tipos de histéresis y valores alfa tienen la siguiente forma:

Para $1.0 < \mu < 4.0$:

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

Ec. 1

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

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

Ec. 2

Para $\mu > 6.5$:

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

Ec. 3

Los valores de los coeficientes G, H, I, J, K, L para las ecuaciones se muestran en la tabla 23. Mismos que están en función de la curva de capacidad para el oscilador en términos de tipo histerético básico y rigidez post elástica. [24]

Tabla 23 Coeficientes para las ecuaciones de Periodo Efectivo

Table 6-2 Coefficients for use in Equations for Effective Period							
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

a. Negative values of post-elastic stiffness may be limited to α_c , as discussed in Section 4.3

Fuente: FEMA 440, Chapter 6, pág.4

Las ecuaciones de periodo efectivo han sido optimizadas para la aplicación a cualquier espectro de capacidad, independientemente del tipo de modelo histerético o valor alfa:

Para $1.0 < \mu < 4.0$:

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

Ec. 4

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

$$T_{eff} = [10.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0$$

Ec. 5

Para $\mu > 6.5$:

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

Ec. 6

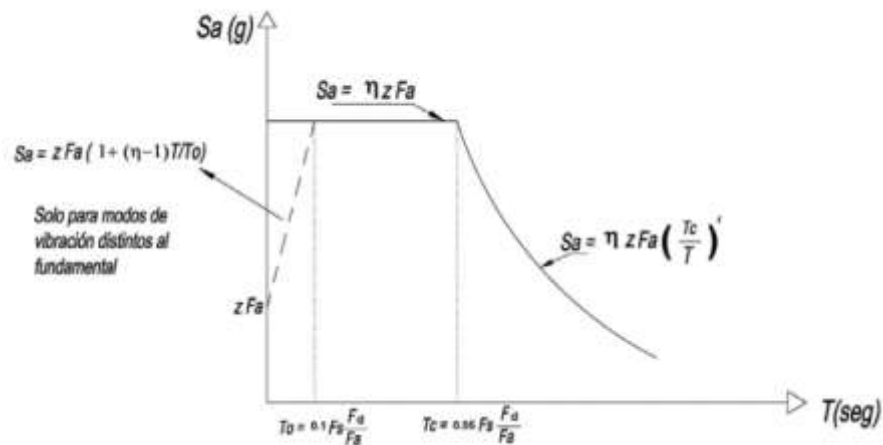
Es recomendable para las ecuaciones descritas anteriormente aplicar para el periodo inicial un valor de $T_0 = 0.2$ a 2.0 s

1.1.3.14. Demanda

1.1.3.14.1. Espectro de Respuesta (NEC 2015)

La demanda tiene el objetivo de simular los probables eventos sísmicos para así realizar el debido dimensionamiento del sistema estructural. La Norma Ecuatoriana de la construcción NEC-2015 proporciona el espectro de respuesta a base de un mapa de zonificación sísmica.

Figura 15 Espectro Elástico de Diseño



Fuente: NEC -SE -DS Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente, pag. 37

Donde:

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

Fa = Coeficientes de amplificación de suelo en la zona de período corto.

Fd = Coeficientes de amplificación de suelo de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

Fs = Coeficientes de amplificación de suelo, considerando el comportamiento no lineal del suelo y la degradación del período del sitio.

Sa = Espectro de respuesta elástico de aceleraciones dependiente de período o modo de vibración de la estructura. **T** = Período fundamental de vibración de la estructura.

To=Período de vibración límite inferior en el espectro sísmico elástico de aceleraciones.

Tc=Período de vibración límite superior en el espectro sísmico elástico de aceleraciones.

Z=Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño como fracción de la gravedad.

1.1.4. Hipótesis

El edificio de la Facultad de Jurisprudencia y Ciencias Sociales es posible no cumplir con los requisitos establecidos por las normas vigentes por lo que sería necesario reforzar estructuralmente las estructuras.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

- Analizar el desempeño sísmico del edificio de la Facultad de Jurisprudencia y Ciencias Sociales mediante la medición de aceleraciones.

1.2.2. Objetivos específicos

- Identificar el estado actual de la Facultad de Jurisprudencia y Ciencias Sociales mediante un análisis cualitativo.
- Obtener el grado de vulnerabilidad sísmica de la estructura mediante un análisis estático no lineal (Pushover) para determinar su curva de capacidad y su punto de desempeño.
- Analizar los niveles de desempeño de la edificación.
- Revisar las normativas nacionales e internacionales vigentes sobre los estudios de vulnerabilidad sísmica en las estructuras.

CAPÍTULO II

METODOLOGÍA

2.1. Descripción de la Metodología

Se evaluará la Facultad de Jurisprudencia de la Universidad Técnica de Ambato, Campus Huachi. Se recolectará información necesaria tales como: obtención de planos de la edificación y ensayos de materiales. Para el análisis tanto cuantitativo y cualitativo, en la evaluación de la edificación para la obtención del grado de vulnerabilidad se llevará a cabo bajo los formularios proporcionados por FEMA 154, NEC y SNGR.

Para el análisis cuantitativo se desarrollará el análisis pushover modelando la edificación en el software ETABS, para así determinar la curva de capacidad y punto de desempeño. Además obtener las aceleraciones a la vibración en las edificaciones mediante el AISC Design Guide 11.

2.2. Tipo De Investigación

- **Investigación Aplicada**

La siguiente investigación tiene como principal propósito determinar el desempeño sísmico, el grado de vulnerabilidad que presente el edificio a analizarse, mediante las metodologías del análisis cualitativo y cuantitativo, con la finalidad que dar mejoramiento o reforzamiento a la estructura si fuera necesario.

- **Investigación Exploratoria**

El análisis del desempeño sísmico y grado de vulnerabilidad, mediante métodos cualitativos y cuantitativos no se ha realizado en la facultad de Jurisprudencia y Ciencias Sociales en la Universidad Técnica de Ambato, campus Huachi.

- **Investigación de Laboratorio**

La obtención de datos para la presente investigación se sustenta en visitas de campo a la edificación, así como: ensayo esclerométrico que permite determinar la resistencia a compresión del hormigón, ensayo de penetración estándar (SPT) que permite obtener un aproximado de los parámetros de respuesta sísmica del suelo, y entre varios ensayos tales como granulometría, límites de plasticidad que permite conocer las características físico mecánico del suelo.

2.3. Población y Muestra

2.3.1. Población

La población para la evaluación del desempeño sísmico y los respectivos ensayos se desarrollará de la Facultad de Jurisprudencia y Ciencias Sociales de la Universidad Técnica de Ambato, campus Huachi.

Figura 16 Ubicación de la edificación a evaluar



Fuente: Google Earth Pro

A continuación, en la tabla 24 se muestra las coordenadas que georreferencia del punto donde está ubicado las edificaciones a evaluarse.

Tabla 24 Coordenadas de la ubicación de la edificación

PUNTO	ZONA 17 M	
	ESTE	NORTE
1	764314.08 m	9859723.84 m

Fuente: Google Earth Pro

2.3.2. Muestra

Las edificaciones por evaluar es una unidad educativa que constan de dos bloques de hormigón armado el bloque 1 (1A–1B) consta de 3 pisos la edificación está separada por una junta de dilatación y el bloque 2 consta de 4 pisos. La estructura es de hormigón armado presenta losas alivianadas bidireccionales con un espesor es 20 cm en su último nivel consta de una cubierta metálica.

Figura 17 Facultad Jurisprudencia Bloque 1A– 1B y Bloque 2



Fuente: Patricia Pilco

Para la evaluación de los edificios de la facultad de Jurisprudencia y Ciencias Sociales del Bloque 1A– 1B y Bloque 2, se efectuará mediante las metodologías cualitativa y cuantitativa, para la cual se realizará ensayos Esclerómetro en elementos estructurales y ensayos que muestren resultados del tipo de suelos.

2.4. Materiales y Equipos

2.4.1. Materiales


Materiales de Oficina

2.4.2. Equipos

2.4.2.1. Martillo Esclerómetro

Es un instrumento que se trata de un ensayo mecánico no destructivo para estimar la resistencia del hormigón.


Tabla 25 Especificaciones técnicas del martillo esclerométrico

Equipo para ensayos de resistencia de hormigón	
	Especificaciones Técnicas: Energía de impacto: 2,207 Nm Resistencia a la compresión: 20-150mPa Dimensiones: 55 x 250 mm Peso: 2,27 kg

Fuente: Materials Testing Equipment

2.4.2.2. Medidor de distancia láser

Tabla 26 Especificaciones técnicas del medidor distancia láser.

Equipo para ensayos de resistencia de hormigón	
	Especificaciones Técnicas: Rango de medición: 0.05-60m Precisión de medición: ± 2.0 mm Función Distancia, área, volumen, altura


Fuente: INGCO

2.4.2.3. Equipo de Penetración Estandar (SPT)

Existe diferentes procedimientos de exploración y muestreo de suelos, así que este equipo quizás es el que permite obtener mejores resultados en la práctica y proporciona más útil información en torno al subsuelo.

En suelos friccionantes el ensayo permite conocer la compacidad de los mantos, característica fundamental respecto a su comportamiento mecánico. En los suelos plásticos el ensayo permite adquirir una idea de la resistencia a la compresión simple.

Tabla 27 Detalles del Equipo de Penetración Estándar

Equipo para ensayos de resistencia de hormigón	
	<p>El equipo consta:</p> <ul style="list-style-type: none">• Muestreador especial• Martillo (63,5kg)• Cable• Polea• Trípode• Barras de perforación• Motor de perforación

Fuente: Patricia Pilco

2.4.2.4. ETABS

El software ETABS es una herramienta con alta capacidad para análisis lineal y no lineal, además es un software revolucionario en el análisis estructural y dimensionamiento de edificios con herramientas inigualables de modelado y con visualización en 3D. Los análisis dinámicos de ETABS incluyen el cálculo de modos de vibración a través de Ritz o Eigen vectores, análisis de espectros de respuesta y tiempo historia, tanto para comportamiento lineal y no lineal.

2.5. Métodos

2.5.1. Plan de recolección de datos

Para conseguir el grado de vulnerabilidad de la edificación a evaluar será mediante matrices presentadas por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias de los Estados Unidos del Norte América (FEMA 154), Norma Ecuatoriana de la Construcción y la Secretaria Nacional de Gestión de Riesgos (SNGR).

- Realizar visitas de campo para visualizar la Facultad de Jurisprudencia y Ciencias Sociales.

Para evaluar la edificación se debe tener la necesaria información que se basa la presente investigación de acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la construcción en el capítulo de Rehabilitación Sísmica de Estructuras (NEC-SE-RE) y ASCE/SEI 41-13 Evaluación Sísmica y Remodelación de Edificios Existente.

- Conseguir planos estructurales y/o arquitectónicos de la Facultad de Jurisprudencia y Ciencias Sociales.
- Obtener las resistencias a la compresión de los elementos estructurales mediante el ensayo esclerométrico.
- Realizas el ensayo de penetración estándar para la obtención del tipo de perfil de suelo.
- Realizar ensayos para obtener las características físico mecánico del suelo.
- Cuantificar cargas gravitacionales.
- Cuantificar cargas sísmicas
- Determinar valores para la configuración estructural mediante la NEC-2015
- Determinar los valores de aceleraciones mediante la Guía 11 AISC

2.5.2. Plan de procesamiento y análisis de información

En el presente trabajo investigativo se utilizará las metodologías cuantitativas y cualitativas.

Análisis cualitativo se utilizará matrices del FEMA, NEC y SNGR.

- Inspeccionar la edificación
- Llenar los formularios que nos presenta FEMA, NEC y SNGR
- Cuantificar el nivel del grado de vulnerabilidad de la edificación.

Análisis cuantitativo se utilizará el software ETABS.

- Modelar la estructura, definir propiedades lineales y no lineales para el hormigón y acero.
- Definir secciones de columnas, vigas, losas, asignar rotulas plásticas tanto en columnas y vigas.
- Definir espectro de respuesta para sismos de 475 años.
- Determinar la curva de capacidad.
- Obtener el punto de desempeño estructural.
- Determinar el comportamiento de la edificación mediante aceleración a la vibración de la edificación.

2.5.3. Recolección de Datos

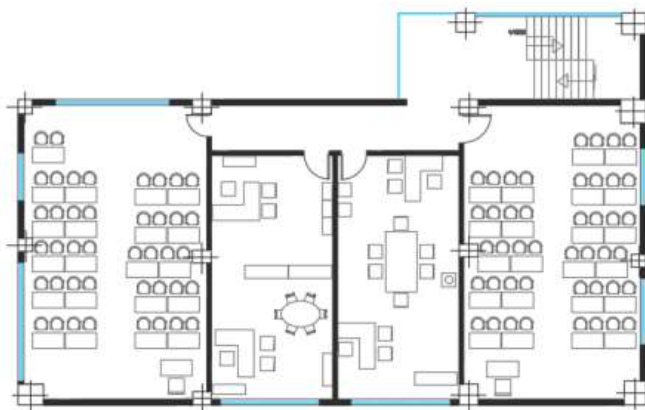
2.5.3.1. Planos Arquitectónicos

Figura 18 Planta del primer piso del bloque 1A y Bloque 1B



Fuente: DIRINF, Universidad Técnica de Ambato

Figura 19 Planta del primer piso del bloque 2



Fuente: DIRINF, Universidad Técnica de Ambato

2.5.3.2. Resistencia a la compresión del hormigón

Para conocer la resistencia de compresión del hormigón se realiza mediante un ensayo no destructivo, fácil y rápida con el equipo denominado martillo esclerométrico, este es un sistema que correlaciona el índice el martillo con la resistencia a compresión. El valor del índice de rebote (Q) es una unidad adimensional que relaciona la dureza superficial del hormigón con su resistencia experimental.

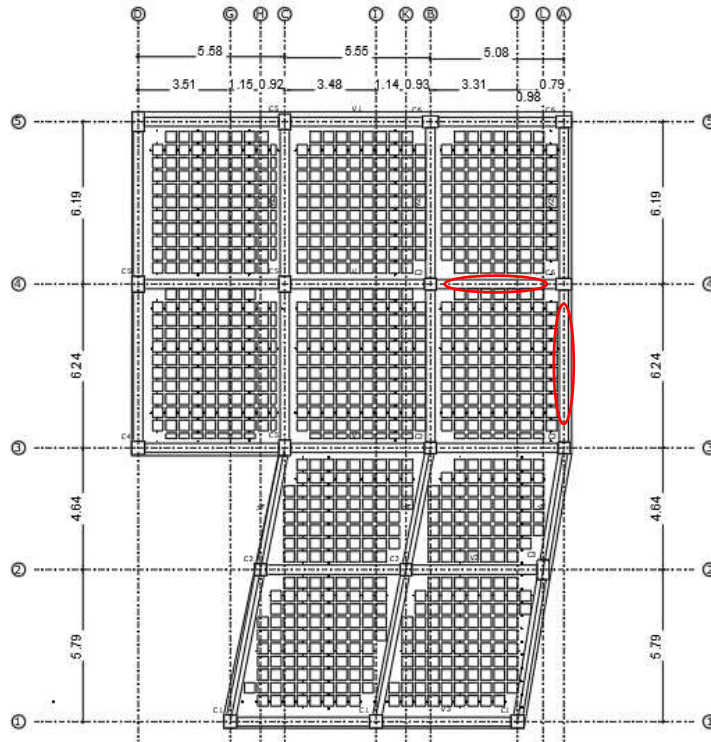
La noma ASTM C-805 menciona los siguientes parámetros para ejecutar en la zona a ensayar del elemento estructural:

- El espesor de los elementos estructurales es mínimo 100mm.
- La superficie por ensayar debe estar lisa y seca.
- La colocación del esclerómetro debe ser perpendicular al elemento.
- Los puntos por ensayar deben estar a 25 mm distanciados de cada uno.
- Realizar 10 repeticiones en la zona a ensayar del elemento.

Para el trabajo de investigación las resistencias fueron tomadas de las superficies accesibles de vigas y columnas.

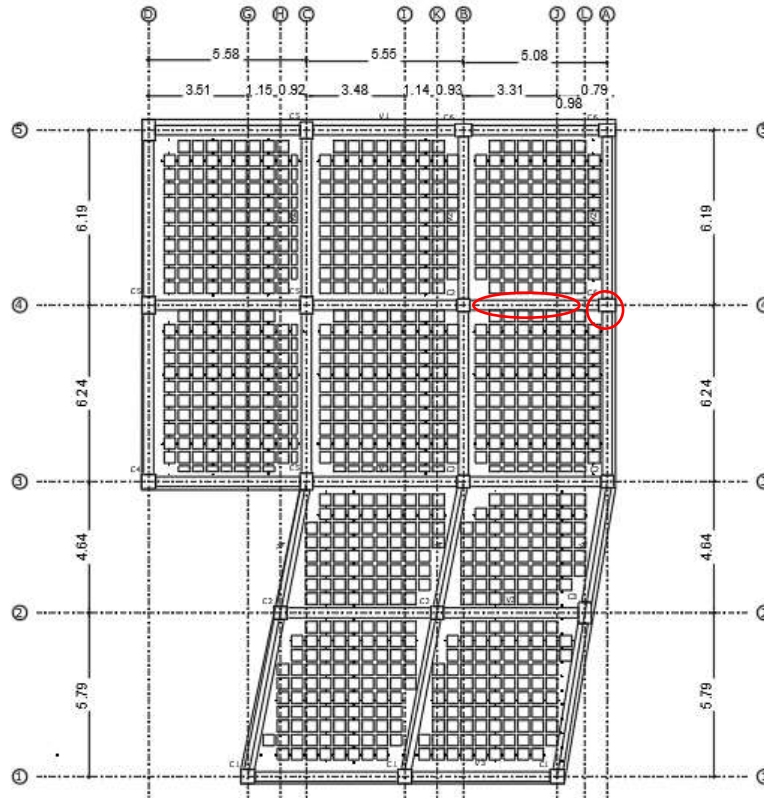
A continuación, se presenta la ubicación de cada punto en donde se realizó el ensayo a cada elemento estructural (viga y columna).

Figura 20 Esclerometría del bloque 1A de la viga l Nivel +6.48



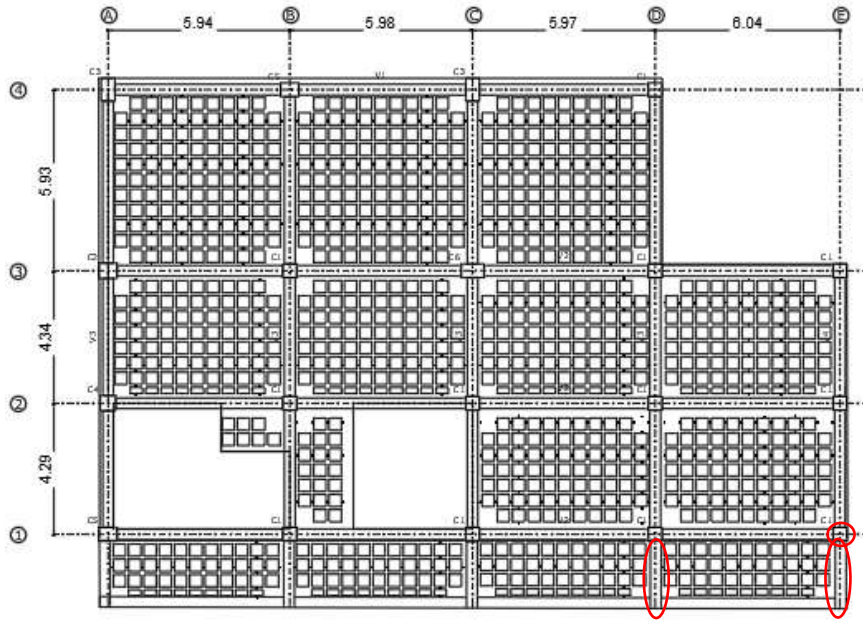
Fuente: Patricia Pilco

Figura 21 Esclerometría del bloque 1A de viga y columna del Nivel +9.71



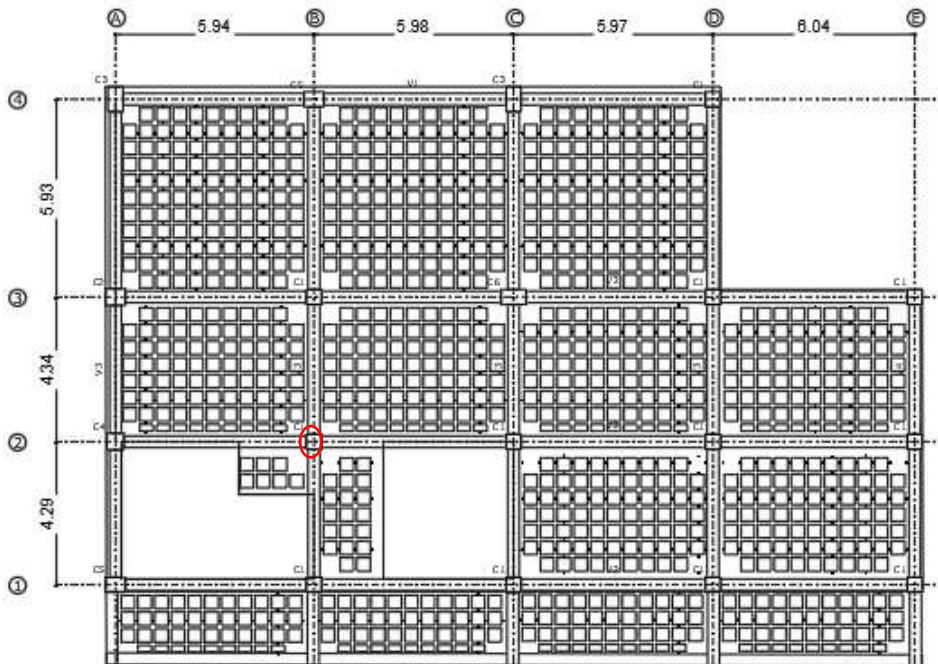
Fuente: Patricia Pilco

Figura 22 Esclerometría del bloque 1B, Nivel +6.48



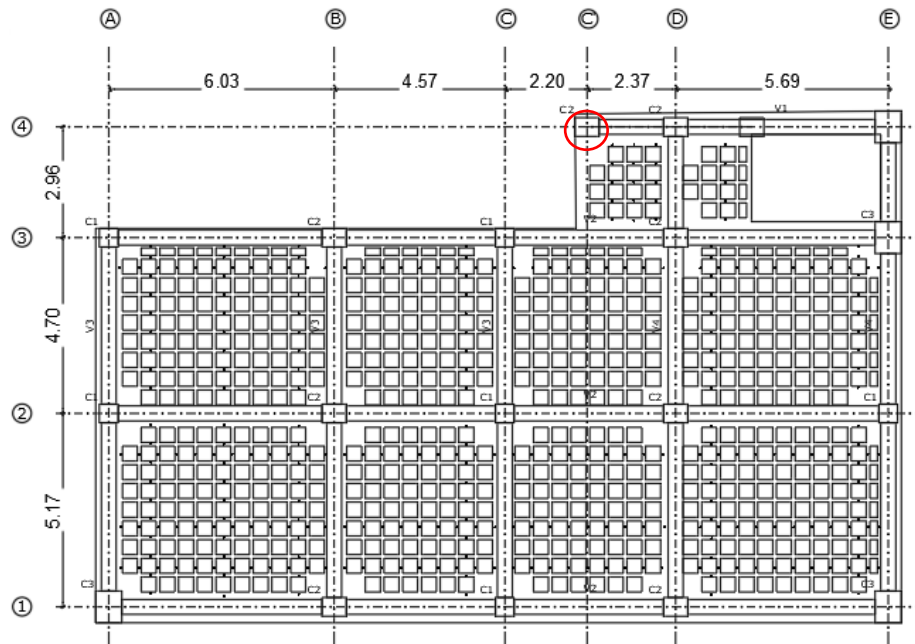
Fuente: Patricia Pilco

Figura 23 Esclerometría del bloque 1B Nivel+9.71



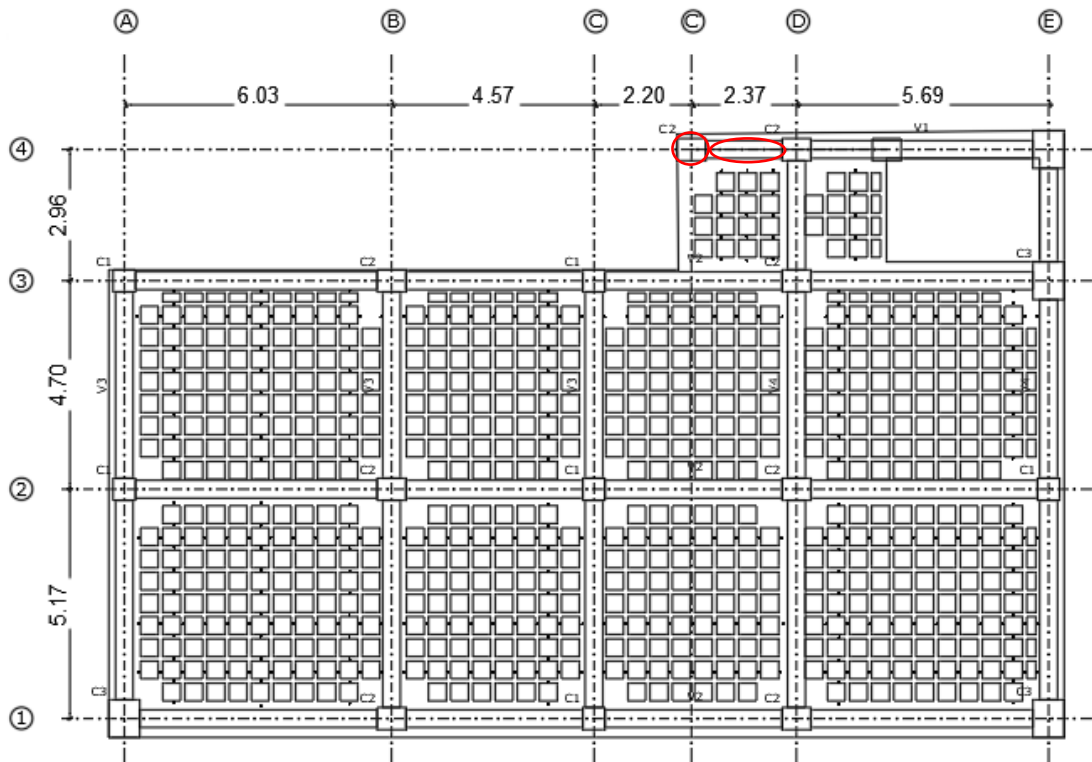
Fuente: Patricia Pilco

Figura 24 Esclerometría del bloque 2 Nivel +7.39



Fuente: Patricia Pilco

Figura 25 Esclerometría del bloque 2 de viga del eje 4, Nivel +10.62



Fuente: Patricia Pilco

Se muestra en la tabla 29 las resistencias a compresión de los elementos ensayados.

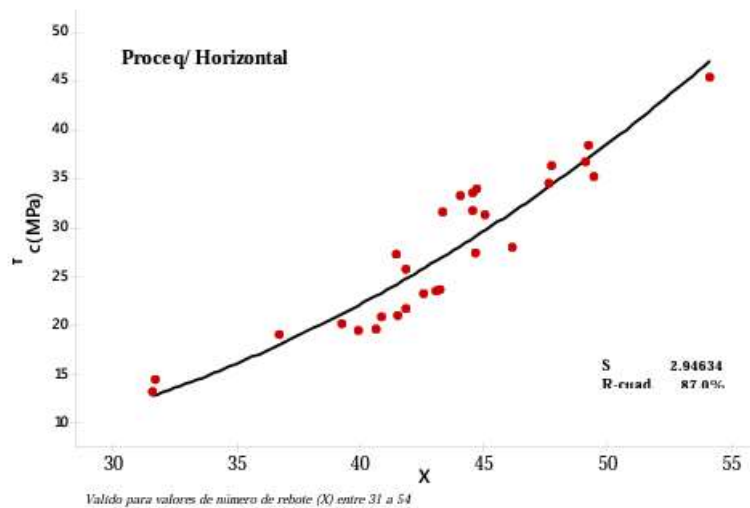
Tabla 28 Datos del ensayo esclerométrico de los elementos estructurales

Q (índice de rebote)											
Nº	BLOQUE 1A				BLOQUE 1B				BLOQUE 2		
	Nivel + 6.48		Nivel +9.71		Nivel +6.48		Nivel +9.71		Nivel +9.71		Nivel+ 10.62
	VIGA EJE 4 TRAMO A-B	VIGA EJE A TRAMO 3-4	VIGA EJE 4 TRAMO A-B	COLUMNA EJE A4	COLUMNA EJE E1	VIGA EJE D	VIGA EJE E	COLUMNA EJE B2	COLUMNA EJE C4	VIGA EJE 4 TRAMO C-D	COLUMNA EJE C4
1	49	50.5	46	47.5	53	48	45	48	46	52	45
2	53	51	45.5	49.5	52	44.5	48.5	44.5	45.5	45	53
3	49.5	45.5	49	50	51.5	53	45	49	49	53.5	45
4	45.5	34	48.5	51	49.5	49	44.5	48.5	48.5	45	48.5
5	49	44.5	53.5	49.5	45.5	47.5	47.5	44	53.5	45	45
6	50	53.5	44.5	54.5	49	44.5	49	45.5	44.5	45.5	44.5
7	45	51	39.5	34	50	45	53	48	39.5	44.5	42.5
8	46.5	48.5	34	58	45	48.5	44.5	51	34	45	49
9	48	54	49	48.5	46.5	45	53	51.5	49	45	53
10	51.5	49	47.5	48	48	53	48	51	47.5	49	44.5
Media Q	48.7	49.7	45	49.8	49	47.8	47.8	48	45	46.95	47.6
f'c (kg/cm2)	300	305	210	310	300	280	280	290	245	270	275

Fuente: Patricia Pilco

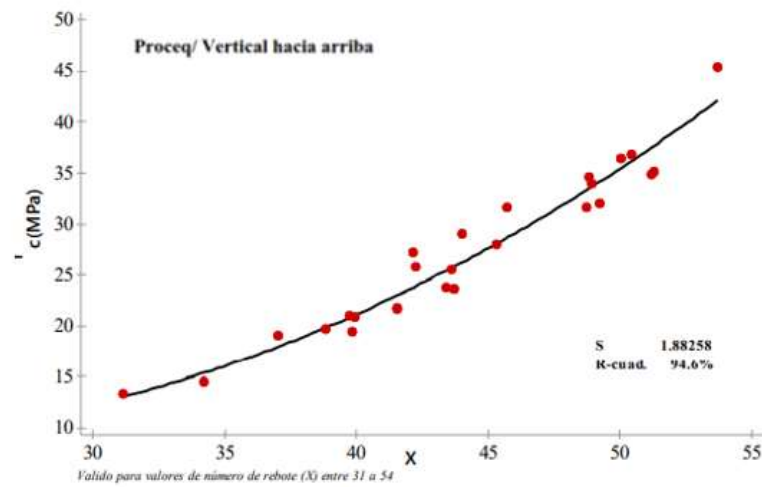
Para la obtención de la resistencia a compresión del concreto se utilizará las curvas de regresión lineal propuestas por Neira Iveth y Palacio Rubén (2018), que presenta tablas de correlaciones entre el índice de rebote y la resistencia a compresión dependiendo de la inclinación del martillo, que se presenta a continuación.

Figura 26 Curva de regresión para estimar f'_c (MPa) Proceq / Horizontal.



Fuente: NEIRA Nathalie & PALACIOS Rubén, (2018).

Figura 27 Curva de regresión para estimar f'_c (MPa) Proceq / Vertical hacia arriba



Fuente: NEIRA Nathalie & PALACIOS Rubén, (2018).

Para validar los datos de índice de rebote se debe determinar la media de los 10 golpes, luego el valor máximo como el mínimo, finalmente se obtiene la diferencia o error entre los valores máximos y mínimos con la media, si el resultado es mayor a ± 6 unidades el ensayo en el elemento no es válido.

Para el cálculo de la validación del índice de rebote, tomaremos una viga ubicada en el Nivel +6.48 del bloque 1B del eje E, el grupo de datos se encuentra en la tabla 28

Tabla 29 Datos del ensayo esclerométrico de la viga del bloque 1B del eje E

PUNTO	
N.º Golpe	Q (índice de rebote)
1	45
2	48.5
3	45
4	44.5
5	47.5
6	49
7	53
8	44.5
9	53
10	48
Media Q	47.8
Resistencia	280 Kg/cm ²

Fuente: Patricia Pilco

$$Media Q = \frac{\sum_{i=1}^n (N^{\circ} \text{ golpes } i)}{n}$$

Ec. 19

$$Media Q = \frac{45 + 48.5 + 45 + 44.5 + 47.5 + 49 + 53 + 44.5 + 53 + 48}{10}$$

$$Media Q = 47.8$$

Cálculo del error

Valor máximo =53

$$E+ = V_{m\acute{a}x} - Media Q$$

Ec. 20

$$E+ = 53 - 47.8$$

$$E+ = 5.2$$

Valor mínimo =44.5

$$E- = V_{m\acute{i}n} - Media Q$$

Ec. 21

$$E- = 44.5 - 47.8$$

$$E- = 3.3$$

Como se observa el error por encima de la media (E+) y el error como también por debajo de la media (E-), son menores a 6 unidades, por lo tanto, el grupo de datos son válidos, por consecuencia la resistencia de compresión es correcta para este punto ensayado.

Para determinar el valor de la resistencia a la compresión del hormigón ($f'c$) del conjunto de datos de tablas 29, se puede realizar mediante procesos estadísticos, como puede ser mediante la mediana y la media aritmética, en este caso se utilizó la media aritmética para obtener el valor de $f'c$.

$$\bar{y} = \frac{x_1 + x_2 + x_3 + \dots + x_n}{n}$$

Ec. 22

$$\bar{y}_1 = \frac{300 + 305 + 210 + 310 + 300 + 280 + 280 + 290}{8}$$

$$\bar{y} = 283.12 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{y}_2 = \frac{245 + 270 + 275}{3}$$

$$\bar{y}_2 = 263.33 \text{ kg/cm}^2$$

Para próximos cálculos de la presente investigación los valores de resistencia a compresión del hormigón de la Facultad de Jurisprudencia y Ciencias Sociales es 280kg/cm² para el bloque 1A – 1B y 260 kg/cm² para el bloque 2. Se recalca que no se obtuvo ningún plano estructural en donde se señale la resistencia del concreto.

2.5.3.3. Resistencia a la fluencia del acero.

El valor de la resistencia a la fluencia del acero transversal y longitudinal de las edificaciones a evaluarse, no se pudo obtener planos estructurales y tampoco realizar ensayos por la dificultad de obtener las muestras de acero, por lo que se asumirá $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.

2.5.3.4. Ensayo de Penetración Estándar

La prueba de penetración estándar es empleada para realizar ensayos en terrenos que se requiere realizar un reconocimiento geotécnico. El objetivo de aplicar este método preliminar de exploración es para determinar las características físico- mecánicas del suelo. Mediante ensayos de laboratorios de las muestras obtenidas del SPT se determina el contenido de humedad, densidad húmeda, densidad seca, ángulo de fricción interna, compacidad relativa, coeficiente de balasto entre otras propiedades.

El procedimiento del método se trata de que el muestreador (penetrómetro estándar) se enrosca al extremo de la tubería de perforación y la prueba consiste en hacerlo penetrar a golpes por un martillo o también denominado martinete de 63.5 kg. Es

guiado por la misma tubería de perforación es elevado por un cable que pasa por la polea del trípode que cae desde 76 cm contando el número de golpes necesarios para lograr una penetración de 30cm.[32]

Mantener perfectamente vertical la barra rígida de acero que sirve de guía para el descenso del martillo con el fin de evitar la pérdida de energía en los golpes a causa de la fricción.

Penetrar con el muestreador 15 cm que sirve como preparación y ajuste del ensayo. En cada avance de 30 cm debe retirarse el penetrómetro, removiendo el suelo de su interior, el cual constituye la muestra tomando en cuenta que se debe registrar separadamente en tramos de 15 cm el número de golpes necesarios para penetrar el muestreador. Si durante la penetración en el tramo de 30 cm se sobrepasa los 50 golpes, se debe anotar el número de golpes efectuados y la longitud de penetración del muestreador.

Antes de la extracción del muestreador se debe girar al menos dos revoluciones, para cortar la muestra en el fondo; una vez la muestra se encuentre en la superficie se determina la longitud de la muestra recuperada, se extrae la muestra de suelo, sin tomar en cuenta la parte de suelo superior que no se considera representativa. Se realizará una correcta identificación de cada muestra obtenida.

Tabla 30 Datos del ensayo de penetración estándar

Profundidad (cm)	NSPT Parcial	Longitud (cm)	NSPT Total	NSPT medio
55	Limpieza	26	12	30
70	7			
85	6			
100	6			
155	Limpieza	36	38	
170	15			
185	22			
200	16			
220	18	47	40	
235	20			
250	20			
270	25			
285	32		RECHAZO	
300	-			

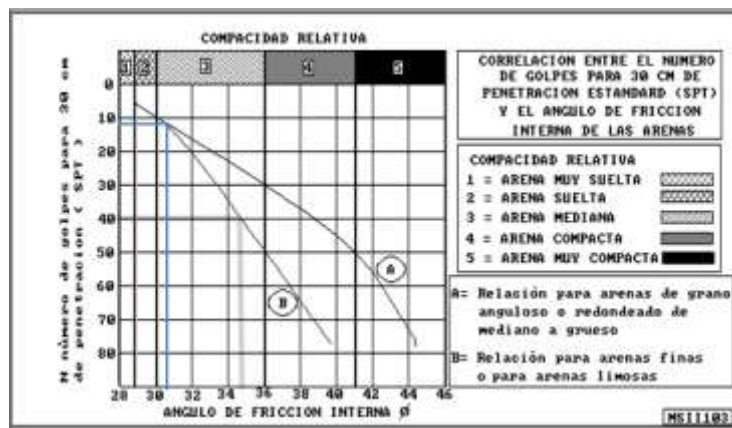
Fuente: Patricia Pilco

2.5.3.4.1. Ángulo de fricción interna ϕ y Compacidad Relativa

Mediante el ensayo de penetración estándar (SPT), de acuerdo a los ábacos establecidos a continuación proporciona una correlación entre el número de golpes para 30 cm de penetración estándar (SPT) y el ángulo de fricción interna de las arenas, para así establecer la compacidad relativa y el ángulo de fricción interna ϕ [32]

En la figura 28 se muestra un ángulo de fricción interna ϕ de 30.5 dando, así como resultado de una compacidad relativa de arena mediana.

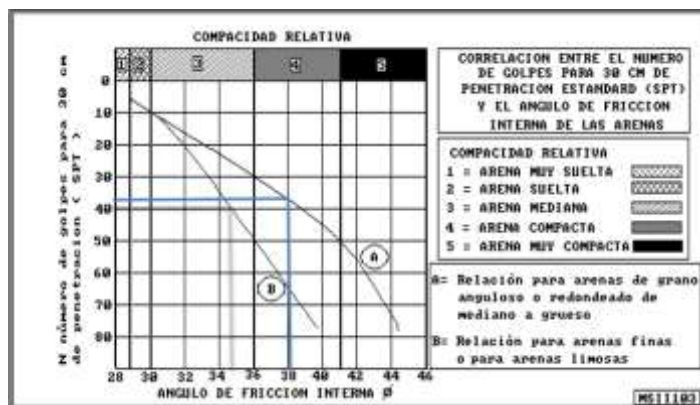
Figura 28 Abaco de la correlación entre Número de golpes y ángulo de fricción interna a Nivel - 0.55m-1.00m



Fuente: (L. Pérez) Mecánica de Suelos I

En la figura 29 se demuestra un ángulo de fricción interna ϕ de 38 dando, así como resultado de una compacidad relativa de una arena compacta.

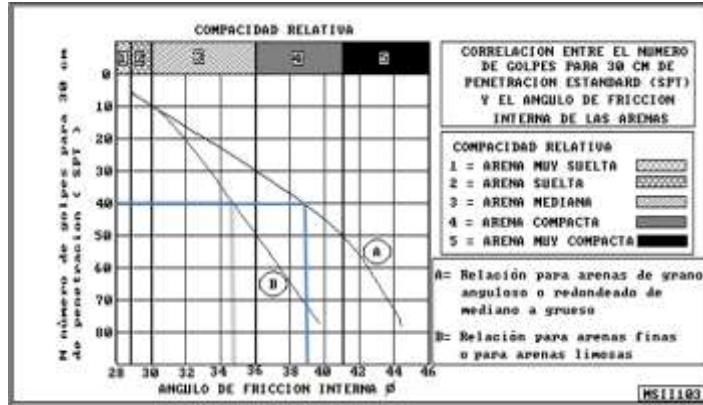
Figura 29 Abaco de la correlación entre Número de golpes y ángulo de fricción interna a Nivel -1.55m-2.00m



Fuente: (L. Pérez) Mecánica de Suelos I

En la figura 30 se demuestra un ángulo de fricción interna ϕ de 39 dando así como resultado una compacidad relativa de arena compacta.

Figura 30 Abaco de la correlación entre Número de golpes y ángulo de fricción interna a Nivel 2.0m5-2.50m



Fuente: (L. Pérez) Mecánica de Suelos I

En la tabla 32, se encuentra el resumen de los valores de ángulo de fricción y compacidad relativa de cada profundidad mediante los ábacos mostrados anteriormente.

Tabla 31 Valores del ángulo de fricción interna y compacidad relativa

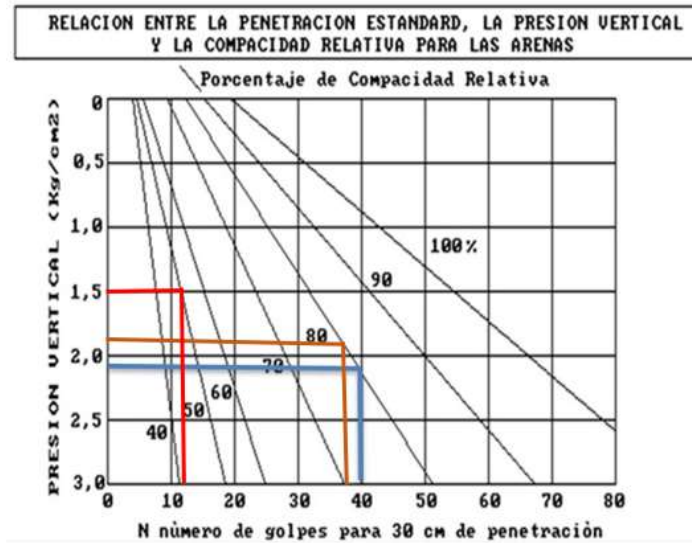
PROFUNDIDAD (cm)	NSPT (TOTAL)	ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA ϕ	COMPACIDAD RELATIVA
55	12	30.5	Arena mediana
70			
85			
100			
155	38	38	Arena compacta
170			
185			
200	40	39	Arena compacta
220			
235			
250			

Fuente: Patricia Pilco

2.5.3.4.2. Presión Vertical y Porcentaje de Compacidad Relativa

Para la obtención de la presión vertical P_v y porcentaje de compacidad relativa $Cr\%$, mediante la relación entre la penetración estándar, la presión vertical y la compacidad relativa para las arenas, se muestra en la figura 31. [32]

Figura 31 Abaco de la relación entre N° de golpes del SPT, $Cr\%$ y P_v



Fuente: (L. Pérez) Mecánica de Suelos I

En la tabla 33, se encuentra el resumen de valores del porcentaje de compacidad relativa $cr\%$ y presión vertical P_v a cada nivel de profundidad, mediante el abaco mostrado anteriormente.

Tabla 32 Datos de la presión vertical y compacidad relativa en base al N° de golpes

PROFUNDIDAD (cm)	NSPT (TOTAL)	PRESIÓN VERTICAL (kg/cm ²)	COMPACIDAD RELATIVA (%)
55	12	1.55	50
70			
85			
100			
155	38	1.90	80
170			
185			
200			

220	40	2.10	80
235			
250			

Fuente: Patricia Pilco

2.5.3.4.3. Coeficiente de módulo de balasto

El coeficiente de balasto K_s o módulo de Winkler es un valor definido como la relación entre la presión que actúa en una superficie y el asentamiento o desplazamiento que se produce, ya que permite conocer el asentamiento de una edificación en el terreno.

En la tabla 34 se muestra los valores del coeficiente de balasto basándonos en los datos proporcionados de la SAFE.

Tabla 33 Valores del coeficiente de balasto

Esta es una tabla con diferentes valores del módulo de reacción del Suelo (conocido también como Coeficiente de Balasto o Módulo de Winkler) en función de la resistencia admisible del terreno en cuestión. Los valores de esta tabla son para una superficie de apoyo. Estos valores son los que hay que darles al SAFE (no requieren ninguna modificación).

Estos Valores de la constante elástica del terreno están dados en Kg/Cm^2 y la Resistencia del suelo debe ser en Kg/Cm^2 .

Esta tabla es un resumen de diferentes trabajos en mecánica de suelos que han realizado el Prof. Terzaghi y otros cinco ingenieros connotados (en diferentes épocas). Esta tabla se extrajo de la Tesis de maestría "Interacción Suelo-Estructuras: Semi-espacio de Winkler", Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona-España, 1993 (Autor Nelson Morrison).

Modulo de Reaccion del Suelo - Datos para SAFE

Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

Fuente: SAFE

A continuación, en la tabla 35 se muestra los coeficientes de balasto kg/cm^3 .

Tabla 34 Coeficiente de balasto

PROFUNDIDAD (cm)	NSPT (TOTAL)	COEFICIENTE DE BALASTO (kg/cm3)
55	12	3.19
70		
85		
100		
155	38	3.82
170		
185		
200		
220	40	4.20
235		
250		

Fuente: Patricia Pilco

2.5.3.4.4. Capacidad portante del suelo

La capacidad portante del suelo es la máxima presión entre el contacto de la cimentación y el terreno tal que no llegue a originarse un asentamiento, según Crespo Villalaz se obtiene la capacidad portante para arenas mediante la relación con el número de golpes obtenido del ensayo de penetración estándar (SPT) que se presenta a continuación en la tabla 36.

Tabla 35 Valores de la capacidad portante para arenas

Arena Nº	Compacidad relativa Cr%	Densidad Relativa	Angulo de rozamiento interno	E Kg/cm2	Id índice densidad	Losa qu (kg/cm2)	Zapata qu (kg/cm2)
0-4	0-15	Muy floja	28	100	0-0.15	Requieren compactación	Requieren compactación
5-10	16-35	Floja	28-30	100-250	0.15-0.33		
11-30	36-65	Media	30-36	250-500	0.33-0.67	0.7-2.5	0.35-1.25
31-50	66-85	Densa	36-41	500-1000	0.67-0.85	2.5-4.5	1.25-2.25
>50	86-100	Muy densa	>41	>1000	0.85-1	>4,5	>2.25

Fuente: C. Villalaz, 2012, Mecánica de suelos y cimentaciones

La obtención de los valores aproximados de la capacidad portante del suelo en donde se encuentra las edificaciones a evaluar se encuentra en la tabla 37.

Tabla 36 Resultados del Ensayo de SPT

PROFUNDIDAD (cm)	NSPT	Capacidad portante
	(TOTAL)	Qu(kg/cm ²)
55	12	0.35-1.25
70		
85		
100		
155		
170	38	
185		1.25-2.25
200		
220		
235	40	1.25-2-25
250		

Fuente: Patricia Pilco

2.5.3.3.5. Velocidad media de onda de corte Vs

De acuerdo a los ensayos realizados en la presente investigación se determinó un tipo de suelo arenoso, la ecuación que se utilizará para el cálculo de la velocidad de onda de corte del suelo será para un tipo de suelo arenoso que se realiza mediante el número de golpes obtenidos por el SPT.

$$V_s = 100.3 * N^{0.338} (m/seg)$$

Ec. 23

Tabla 37 Velocidad de onda de cortante en cada profundidad

Profundidad (m)	Nº Golpes	VS (m/seg)
-1.00	12	232.31
-2.00	38	342.98
-2.50	40	348.98

Fuente: Patricia Pilco

De acuerdo a la norma ecuatoriana de la construcción la velocidad de onda de corte se encuentra entre $360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$, siendo así se determina un suelo tipo D

2.5.3.3.6. Tipo de suelo según la NEC-15

De acuerdo con la tabla 2, el número de golpes promedio del ensayo se encuentra en el rango $50 > N \geq 15$ así estableciendo en un perfil de suelo tipo D.

Tabla 38 Tipo de suelo según la NEC a cada profundidad

PROFUNDIDAD (cm)	NSPT (TOTAL)	Criterios	Tipo de suelo
55	12	$50 > N \geq 15$	D
70			
85			
100			
155	38	$50 > N \geq 15$	D
170			
185			
200			
220	40	$50 > N \geq 15$	D
235			
250			

Fuente: Patricia Pilco

2.5.3.3.7. Tipo de suelo según el sistema unificado de clasificación de suelos SUCS

Las muestras del suelo extraído se clasifican mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), realizando los respectivos ensayos granulométricos que es un método que consiste en separar una muestra de suelo en grupos de partículas que tienen el mismo rango de tamaños lo que se logra con la utilización de tamices de acuerdo con las especificaciones de la U.S. BUREAU OF STANDARDS. Después del ensayo granulométrico, cuando se ha obtenido todos los pesos parciales acumulados y de la representación de la curva podemos analizar por simple inspección si la curva es

muy vertical el suelo será mal distribuido, si la curva tiene una pendiente moderada los suelos serán bien distribuidos y si las curvas son horizontales significa que tiene mala distribución.

Tabla 39 Sistema de clasificación de suelo del SUCS

PRINCIPALES		grupo			
SUELOS DE GRANO GRUESO	GRAVAS Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por el tamiz número 4 (4,76 mm)	Gravas limpias (sin o con pocos finos)	GW Gravas, bien graduadas, mezclas grava-arena, pocos finos o sin finos.		
			GP Gravas mal graduadas, mezclas grava-arena, pocos finos o sin finos.		
		Gravas con finos (apreciable cantidad de finos)	GM Gravas limosas, mezclas grava-arena-limo.		
			GC Gravas arcillosas, mezclas grava-arena-arcilla.		
	ARENAS Más de la mitad del material retenido en el tamiz número 200	Arenas limpias (pocos o sin finos)	SW Arenas bien graduadas, arenas con grava, pocos finos o sin finos.	≤5% -> GW, GP, SW, SP. >12% -> GM, GC, SM, SC. 5 al 12% -> casos límite que requieren usar doble símbolo.	
			SP Arenas mal graduadas, arenas con grava, pocos finos o sin finos.		
		Arenas con finos (apreciable cantidad de finos)	SM Arenas limosas, mezclas de arena y limo.		
			SC Arenas arcillosas, mezclas arena-arcilla.		
		SUELOS DE GRANO FINO	Limos y arcillas: Límite líquido menor de 50		ML Limos inorgánicos y arenas muy finas, limos limpios, arenas finas, limosas o arcillosa, o limos arcillosos con ligera plásticidad.
					CL Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas.
OL Limos orgánicos y arcillas orgánicas limosas de baja plasticidad.					
Limos y arcillas: Límite líquido mayor de 50	MH Limos inorgánicos, suelos arenosos finos o limosos con mica o diatomeas, limos elásticos.				
	CH Arcillas inorgánicas de plasticidad alta.				
	OH Arcillas orgánicas de plasticidad media a elevada; limos orgánicos.				
	PT Turba y otros suelos de alto contenido orgánico.				
Suelos muy orgánicos					

Fuente: SUCS

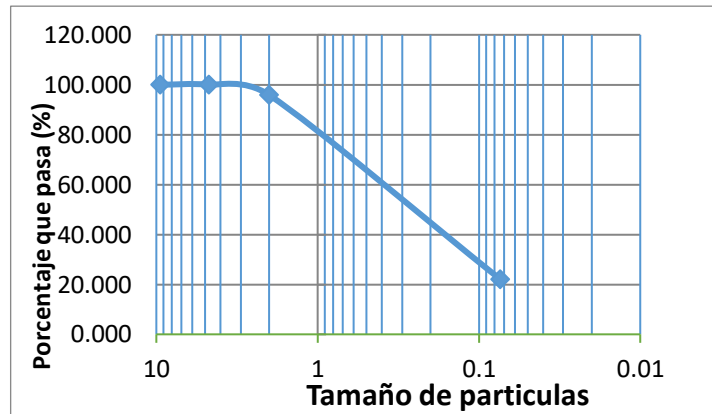
Para los ensayos de granulometría se establece de acuerdo a la norma AASHTO T-87-70 y ASTM D-421-58

Tabla 40 Ensayo Granulométrico a una profundidad Nv. -0.55m -1.00m

Tamiz	Peso Retenido (gr)	Peso Retenido Acumulado (gr)	Porcentaje (%) Retenido	Porcentaje (%) que pasa
$\frac{3}{8}$ "	0	0	0.000	100.000
tamiz # 4	0	0	0.000	100.000
# 10	10	10	4.098	95.902
# 200	180	190	77.869	22.131
Pasa tamiz #200	54	54	22.131	
TOTAL =			244	

Fuente: Patricia Pilco

Figura 32 Curva Granulométrica a una profundidad Nv. -0.55m -1.00m



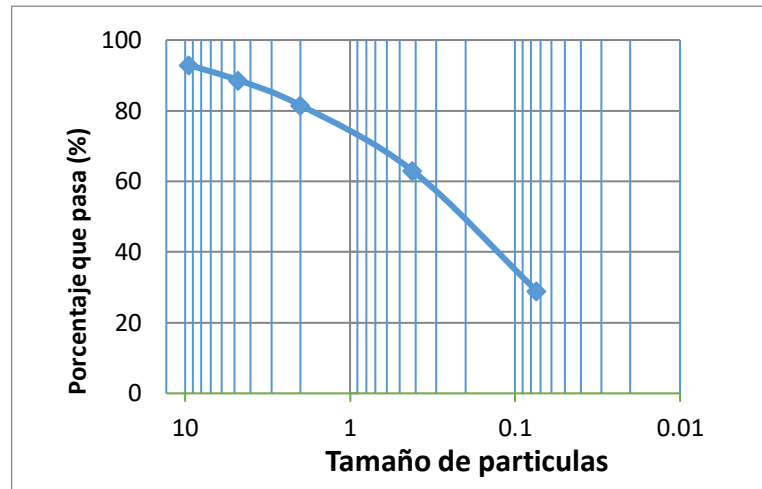
Fuente: Patricia Pilco

Tabla 41 Ensayo Granulométrico a una profundidad Nv. -1.55m -2.00m

Tamiz	Peso Retenido (gr)	Peso Retenido Acumulado (gr)	Porcentaje (%) Retenido	Porcentaje (%) que pasa
$\frac{1}{2}$ "	0	0	0.000	100
$\frac{3}{8}$ "	25	25	7.102	92.898
tamiz # 4	15	40	11.364	88.636
# 10	25	65	18.466	81.534
# 40	65	130	36.932	63.068
# 200	120	250	71.023	28.977
Pasa tamiz #200	102	102	28.977	
TOTAL =			352	

Fuente: Patricia Pilco

Figura 33 Curva Granulométrica a una profundidad Nv. -1.55m -2.00m



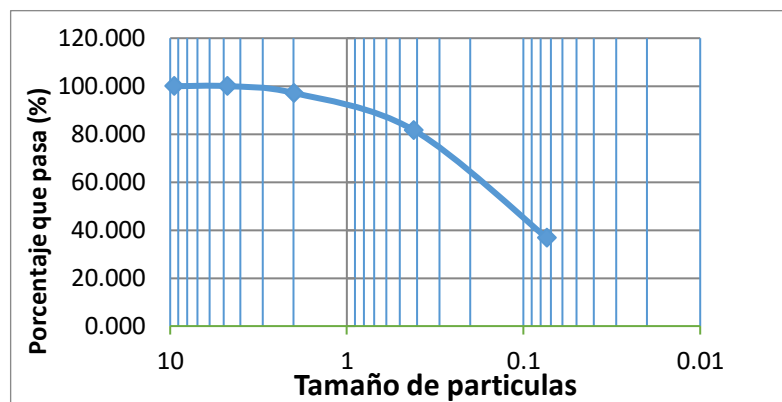
Fuente: Patricia Pilco

Tabla 42 Ensayo Granulométrico a una profundidad Nv. -2.05m -2.50m

Tamiz	Peso Retenido (gr)	Peso Retenido Acumulado (gr)	Porcentaje (%) Retenido	Porcentaje (%) que pasa
$\frac{3}{8}$ "	0	0	0.000	100.000
tamiz # 4	0	0	0.000	100.000
# 10	10	10	2.809	97.191
# 40	55	65	18.258	81.742
# 200	160	225	63.202	36.798
Pasa tamiz #200	131	131	36.798	
TOTAL =		356		

Fuente: Patricia Pilco

Figura 34 Curva Granulométrica a una profundidad Nv. -2.05m -2.50m



Fuente: Patricia Pilco

Al finalizar el ensayo granulométrico de todas las muestras mediante la clasificación del SUCS se determina que más de la mitad de la fracción gruesa pasa el tamiz número #4 (4,76mm) por lo tanto se clasifica como **arena**.

En las curvas granulométricas se puede observar que tiene una pendiente moderada por la cual muestra que son arenas bien distribuidas. Por lo tanto, el suelo son **arenas limpias sin finos bien graduadas (SW)**.

La plasticidad se la define como la propiedad de un material que es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variaciones volumétricas apreciables, sin desmoronarse y agrietarse. Esta definición es para los suelos finos limosos y arcillosos. por lo que se concluye que el suelo en donde se encuentra la edificación a evaluarse es NO PLÁSTICO.

- **Contenido de humedad, densidad húmeda y densidad seca**

Para la obtención del contenido de humedad, densidad húmeda y densidad seca se utilizará las siguientes ecuaciones. En la tabla 45 nos muestran los resultados que determina que el suelo es resistente y de alta capacidad de carga.

- ✓ Peso del agua

$$W_w = (W_m + W_{recip.}) - (W_s + W_{recip.})$$

Ec. 24

- ✓ Peso del suelo seco

$$W_s = (W_s + W_{recip.}) - W_{recip.}$$

Ec. 25

- ✓ Contenido de humedad de la muestra

$$\omega_{\%1} = \frac{W_w}{W_s} * 100$$

Ec. 26

- ✓ Densidad húmeda

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V}$$

Ec. 27

✓ Densidad seca

$$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{1 + \omega}$$

Ec. 28

Nomenclatura:

w_m = suelo húmedo

w_s = suelo seco

$w_{recip.}$ = peso del recipiente

w_w = peso del agua

ω % = contenido de humedad de la muestra

ω_{prom} % = contenido de humedad promedio

Wm = peso de la masa del suelo

V = volumen de la masa

γ_m = peso volumétrico de la masa o densidad seca.

γ_d = densidad húmeda

$\omega\%_{prom.}$ = contenido de humedad promedio

Tabla 43 Resultados del contenido de humedad, densidad seca y densidad húmeda de las muestras de suelo.

Contenido de Humedad de las muestras						
Profundidad (m)	0.55-1.00		1.55-2.00		2.05-2.50	
peso cap. +suelo humedo	32.73	30.90	35.30	35.56	35.23	36.58
peso cap. +suelo seco	32.30	30.52	33.01	33.20	33.06	34.35
peso capsula	15.90	16.00	16.20	16.00	16.10	16.00
w%	2.62	2.62	13.62	13.72	12.79	12.15
w% promedio	2.62		13.67		12.47	
Densidad Humeda (gr/cm3)	0.14		0.31		0.17	
Densidad seca (gr/cm3)	0.13		0.27		0.15	

Fuente: Patricia Pilco

2.5.3.5. Irregularidad de la estructura

Las irregularidades se evaluaron según la sección con lo establecido en la tabla 8 y 9 de acuerdo con los criterios establecido según la NEC-SE-DS. En el caso de estructuras irregulares se utilizarán los coeficientes de configuración estructural que penalizan al edificio con la finalidad de tener en cuenta la irregularidad.

Las estructuras pueden presentar irregularidad tipo 2 (retrocesos excesivos en las esquinas), de acuerdo a la tabla 8 para su validación se verifica que:

$$A > 0.15B \text{ y } C > 0.15D$$

Ec. 29

Bloque 1A

$$10.27m > 0.15(12.83m) \text{ y } 7.68 m > 0.15(20.86m)$$

$$2.96m > 1.92m \text{ y } 8.06m > 3.129m$$

Bloque 1B

$$6 m > 0.15(14.56m) \text{ y } 6.25m > 0.15(24.82m)$$

$$6 m > 2.184 m \text{ y } 6.25m > 3.603m$$

Bloque 2

$$3.41 > 0.15(12.83) \text{ y } 12.77m > 0.15(20.86)$$

$$3.41 m > 1.92m \text{ y } 12.77 m > 3.129m$$

La estructura posee irregularidad en planta por lo cual se asigna el valor de $\emptyset p = 0.9$ y el valor del coeficiente de irregularidad en elevación es de $\emptyset e = 0.9$.

2.5.3.6. Cargas Gravitacionales

De acuerdo con los planos arquitectónicos de la figura 35 y 36 del bloque 1A – 1B y bloque 2 respectivamente de las edificaciones a evaluarse, se determinó el adicional de cargas muertas (ACM) y se comprobó la ocupación o uso de cada piso para

determinar el valor de cargas vivas (CV), valores que se encuentran en las tablas 44 y 45.

Figura 35 Plano Arquitectónico del Bloque 1, Primer Piso



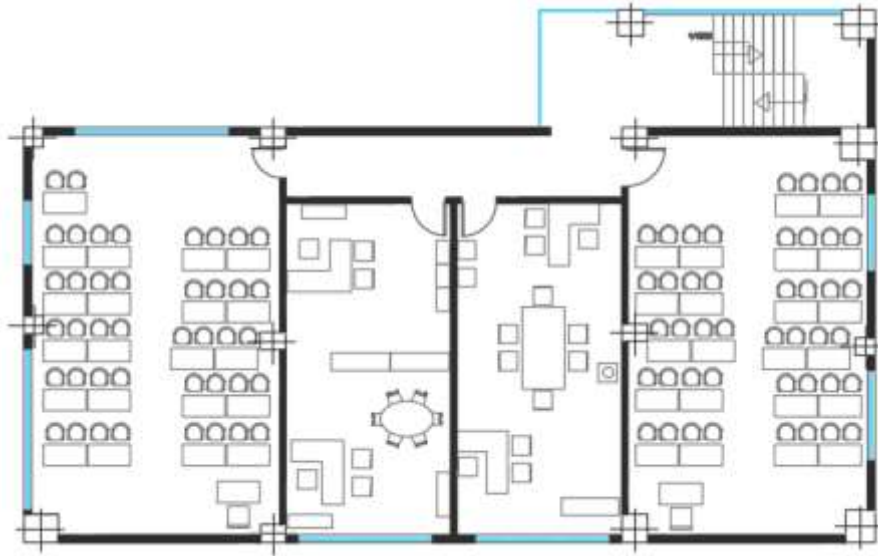
Fuente: DIRINF-UTA

Tabla 44 Resumen de cargas gravitacionales del bloque 1A -1B

BLOQUE 1			
Piso	CV Kg/m ²	ACM Kg/m ²	OBSERVACIONES
N+9.71	102	34.85	NEC-SE-CG.Cubierta
N+6.48	200	380.301	NEC-SE-CG. Aulas
N+3.23	200	388.43	NEC-SE-CG. Aulas
GRADAS	390		NEC-SE-CG.Escaleras y ruta de escape +30% de impacto
Corredores segundo piso y superior	400		NEC-SE-CG.
corredores primer piso	480		NEC-SE-CG.

Fuente: Patricia Pilco

Figura 36 Plano Arquitectónico del Bloque 2, Primer Piso



Fuente: Patricia Pilco

Tabla 45 Resumen de cargas gravitacionales del bloque 2

BLOQUE 2			
Piso	CV Kg/m ²	ACM Kg/m ²	OBSERVACIONES
N+13.52	300	189.257	NEC-SE-CG. Terraza
N+10.62	290	189.257	NEC-SE-CG. Auditorio
N+7.39	200	189.257	NEC-SE-CG. Aulas
N+4.16	200	189.257	NEC-SE-CG. Aulas
GRADAS	390		NEC-SE-CG. Escaleras y ruta de escape +30% de impacto
Corredores segundo piso y superior	400		NEC-SE-CG.
corredores primer piso	480		NEC-SE-CG.

Fuente: Patricia Pilco

2.5.3.7. Cargas sísmicas

Los edificios por evaluarse son en la ciudad de Ambato, situada en un suelo tipo D perteneciente a la zona sísmica V de acuerdo con la norma ecuatoriana NECSE-DS, la estructura es de ocupación especial.

En la tabla 48 y 49 se encuentra los factores de carga sísmica para el espectro de respuesta establecido por la NEC.

Periodo de vibración

Es el tiempo que transcurre dentro de un movimiento hasta que el sistema vuelva a su posición original.

Se calcula el valor del periodo de vibración aproximado con el método 1 descrito por la NEC, mediante la siguiente expresión:

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

Ec.30

Donde:

T: Periodo de vibración

C_t, α: Coeficientes del tipo de edificio, presentados en la tabla 46

hn: altura máxima de la edificación, medida desde la base de la estructura.

Tabla 46 Valores de los coeficientes C_t, α depende del tipo de estructura

Tipo de estructura	C _t	α
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Fuente: NEC-SE-DS-Peligro-Sísmico

Cortante basal

Para el cortante basal se calcula mediante la siguiente expresión, descrita por la NEC-SE-DS.

$$C = \frac{I * S_a(Ta)}{R * \phi_p * \phi_E}$$

Ec.31

Donde:

C: Coeficiente de reducción

I: Factor de importancia

S_a: Espectro de respuesta elástica de aceleraciones

R: Factor de reducción de resistencia sísmica

φ_p: Coeficiente de configuración en planta

φ_E: Coeficiente de configuración en elevación

Espectro de respuesta de aceleraciones

Depende del periodo de vibración de la estructura

para $0 \leq T \leq T_c$

$$S_a = \eta * Z * F_a$$

Ec.32

para $T > T_c$

$$S_a = \eta * Z * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$$

Ec.33

Donde:

η: razón entre la aceleración espectral

R: factor usado en el espectro del diseño elástico

T: periodo fundamental de vibraciones.

T_c: periodo límite de vibración

Z: aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de aceleraciones de gravedad g. valores en la tabla 1.

Coefficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T (K)

Tabla 47 Factor k

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2.5

Fuente: Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente, NEC-SE-CG, pag.70

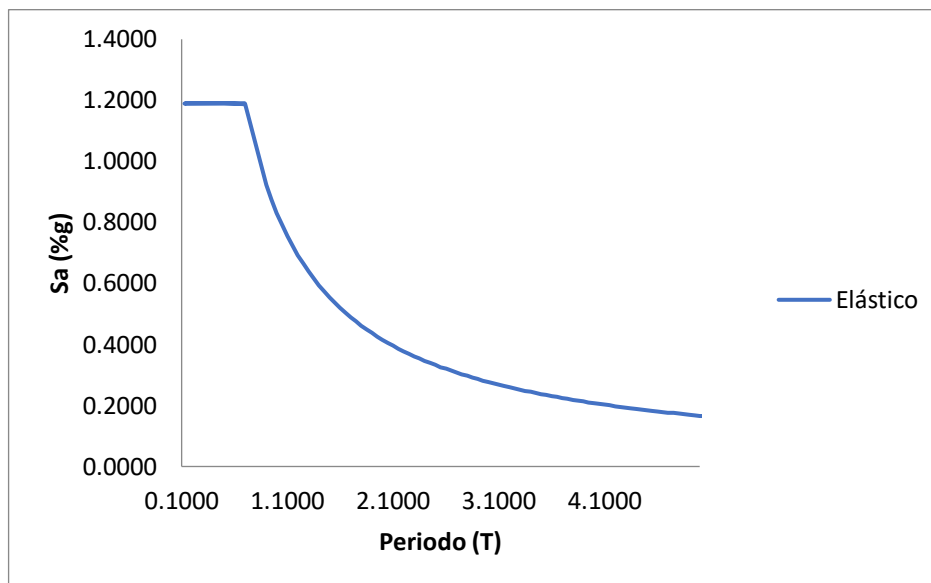
Tabla 48 Factores de Carga Sísmica y configuración estructural del bloque 1A -1B

BLOQUE 1		
TIPO DE SUELO	D	
UBICACIÓN	AMBATO	
ZONA SÍSMICA	V	
TIPO ESTRUCTURA	H.A. SIN MUROS	
TIPO VIGAS	DESCOLGADAS	
IMPORTANCIA	ESPECIALES	
Factor de Importancia	I	1.3
Factor de Zona Sísmica	Z	0.4
Coeficientes de Amplificación del Suelo	Fa	1.2
	Fd	1.19
	Fs	1.28
Razón entre la aceleración espectral Sa y el PGA para el período de retorno seleccionado, provincias de la sierra	n	2.48
Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles	R	8
Factor-Ubicación Geográfica	r	1
Penalidad en Planta y Elevación	ΦP	0.9
	ΦE	0.9
Altura de la vivienda	hn(m)	9.71
Factores para estructuras de Hormigón Armado	Ct	0.055
	α	0.9
Período fundamental Estimado	Ta(s)	0.4255
	1.3 Ta(s)	0.553
Períodos de Vibración	To(s)	0.1269

	Tc(s)	0.6981
Aceleración Espectral	Sa(%g)	1.4880
Factor K	k	1
Coefficiente basal	V	0.2149

Fuente: Patricia Pilco

Figura 37 Espectro de Respuesta -NEC 2015 del bloque 1A – 1B



Fuente: Patricia Pilco

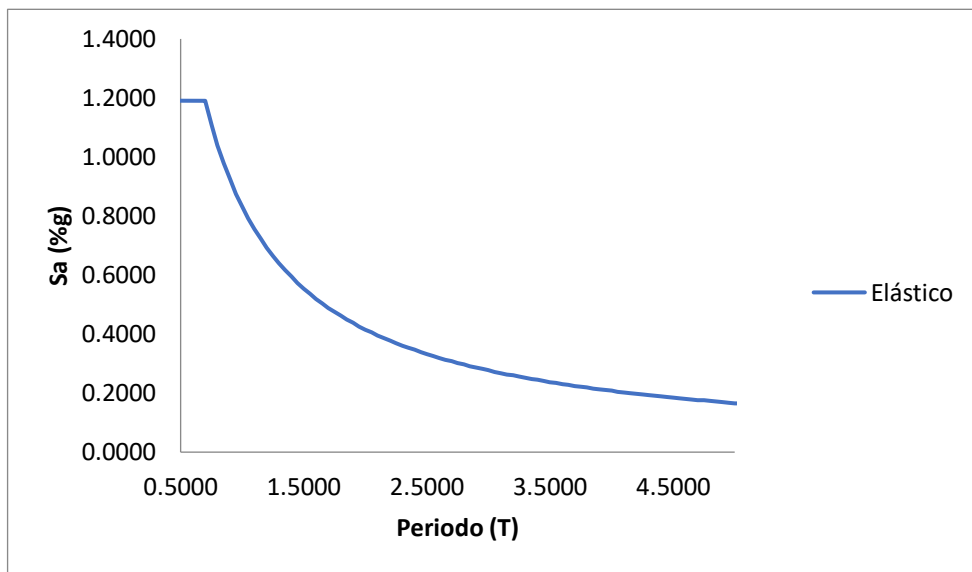
Tabla 49 Factores de carga sísmica y configuración estructural del bloque 2

BLOQUE 2		
TIPO DE SUELO	D	
UBICACIÓN	AMBATO	
ZONA SÍSMICA	V	
TIPO ESTRUCTURA	H.A. SIN MUROS	
TIPO VIGAS	DESCOLGADAS	
IMPORTANCIA	ESPECIALES	
Factor de Importancia	I	1.3
Factor de Zona Sísmica	Z	0.4
Coeficientes de Amplificación del Suelo	Fa	1.2
	Fd	1.19
	Fs	1.28
Razón entre la aceleración espectral Sa y el PGA para el período de retorno seleccionado, provincias de la sierra	n	2.48

Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles	R	8
Factor-Ubicación Geográfica	r	1
Penalidad en Planta y Elevación	Φ_P	0.9
	Φ_E	0.9
Altura de la vivienda	hn(m)	9.71
Factores para estructuras de Hormigón Armado	Ct	0.055
	α	0.9
Período fundamental Estimado	Ta(s)	0.5731
	1.3 Ta(s)	0.745
Períodos de Vibración	To(s)	0.1269
	Tc(s)	0.6981
Aceleración Espectral	Sa(%g)	1.4880
Factor K	k	1.037
Coeficiente basal	V	0.2388

Fuente: Patricia Pilco

Figura 38 Espectro de Respuesta -NEC 2015 del bloque 2



Fuente: Patricia Pilco

CAPÍTULO III

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1. Análisis y discusión de resultados

3.1.1. Método cualitativo Grado de Vulnerabilidad

3.1.1.1. Metodología propuesta por la norma FEMA 154

Para una inspección visual rápida de la metodología FEMA 154 se realizó la visita alrededor y en el interior de las estructuras con la finalidad de identificar los parámetros que se solicita en los formularios de recolección de datos para así determinar el grado de vulnerabilidad. Para esto se utiliza los formatos de alta sismicidad.

✓ Formulario Nivel 1

La Facultad de Jurisprudencia y Ciencias Sociales a evaluar el grado de vulnerabilidad se aplicó los formularios de manera individual para cada bloque.

Al inicio del formulario se coloca la fotografía del edificio a evaluar y un croquis en planta de este, consecutivamente se ubica los datos y características como el tipo del suelo y riesgos que se puede producir en la edificación.

En la zona que está ubicada las estructuras es en el suelo tipo D, de acuerdo con los estudios realizados anteriormente, la metodología no toma en cuenta este tipo de suelo, por lo tanto, no se considera en los resultados.

La tipología del sistema estructural basándose en la clasificación que presenta FEMA P-154 para ambos bloques es de tipología C1 (estructura de hormigón armado con pórticos resistentes a momento), con un puntaje básico de 1,5.

La irregularidad vertical de acuerdo con la norma FEMA 154 en la tabla B-5 guía de referencia de irregularidades verticales de tipo de columna corta en ambas estructuras y para las irregularidades en planta las edificaciones presentan esquinas reentrantes según se presenta en la tabla B-6 para validar dicha irregularidad, si una proyección es más de 20 pies (6.10m) la estructura es irregular.

Los parámetros de Pre- código establecen a estructuras construidas antes del 2000 y Post- código construcciones después de dicho año.



✓ **Formulario Nivel 2**

Este formulario ayuda a modificar el puntaje final SL1 del formulario Nivel 1, con los modificadores de irregularidad vertical y en planta para así obtener el puntaje base ajustado. Además de haber optado por estos modificadores también se ha tomado en cuenta el factor de golpeteo solamente en el bloque 1A – 1B ya el edificio consta de 2 estructuras separadas por una junta.

En la parte final se marca los peligros no estructurales que posee las edificaciones, en las tablas se presenta el formulario completo.

A continuación se presenta los formularios detalladas en las tablas 50- 53, en base a los parámetros descritos anteriormente y de acuerdo a la tabla 14 que describe el nivel de vulnerabilidad de la metodología FEMA 154 se obtiene un puntaje en el formulario del nivel 1 de 1.9 para ambos bloques siendo unas estructuras vulnerables ante un evento sísmico por lo que se realizó el formulario del nivel 2 para obtener un puntaje base ajustado dando así un puntaje de 1.5 en el bloque 1A -1B, siendo vulnerable la edificación y en el bloque 2 dando un grado no vulnerable con un puntaje de 2.5. Por lo que es recomendable evaluar de una forma más detallada mediante programas y herramientas de calculo que permita determinar la vulnerabilidad ante un evento sísmico. Para futuros análisis de la presente investigación se trabajará con el puntaje ajustado dando que el bloque 1A-1B es vulnerable y el bloque 2 es no vulnerable.

Tabla 50 Formulario Nivel 1 del Bloque 1A-1B, mediante FEMA P-154

Exploración rápida visual de los edificios para los posibles riesgos sísmicos FEMA P154, Formulario de recolección de datos	Nivel 1 ALTA SISMICIDAD																																																																																																																																																																																																																				
FOTOGRAFÍA 	Dirección: Campus Huachi, Av. Los Chasquis y Río Payamino, Ambato Código Postal: 180207 Otros identificadores: UTA- Facultad de Jurisprudencia y Ciencias Sociales Uso: Unidad Educativa Latitud: -1.2691 Longitud: -78.6235 Ss: s1: Evaluadores: Patricia Pilco Fecha/hora: 16/11/2020 Nº pisos: sobre NTP: 3 bajo NTP: Año de construcción: <input type="checkbox"/> EST Area total en planta:(m2): 765.42 Año código: Ampliaciones: <input checked="" type="checkbox"/> Ninguna <input type="checkbox"/> Si, año de construcción: Ocupación: <input type="checkbox"/> Recreación <input type="checkbox"/> Comercial <input type="checkbox"/> Serv. de Emerg <input type="checkbox"/> Histórica <input type="checkbox"/> Refugio <input type="checkbox"/> Industrial <input type="checkbox"/> Oficinas <input checked="" type="checkbox"/> Educación <input type="checkbox"/> Gubernamental																																																																																																																																																																																																																				
	Tipo de suelo: <input checked="" 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) <input type="checkbox"/> DKN(Asumir tipo D) Peligros geológicos: Licuefacción: Si/No/DKN Deslizamiento: Si/No/DKN Ruptura de superficie: Si/No/DKN Adyacencia: Golpeteo <input type="checkbox"/> Objetos peligrosos al caer de edif. más altos Irregularidades: En elevación(tipo/severidad) columna corta <input type="checkbox"/> En planta (tipo) esquinas reentrantes Peligros exteriores : <input type="checkbox"/> Chimeneas no ancladas <input type="checkbox"/> Revestimientos pesados <input checked="" type="checkbox"/> X <input type="checkbox"/> Antepechos, Barandas <input type="checkbox"/> Anexos <input type="checkbox"/> Otros																																																																																																																																																																																																																				
	COMENTARIOS Comentarios o bosquejos adicionales en hoja separada																																																																																																																																																																																																																				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>TIPO DE EDIFICACIÓN FEMA No se sabe (DKN)</th> <th>W1</th> <th>W1A</th> <th>W2</th> <th>S1</th> <th>S2</th> <th>S3</th> <th>S4</th> <th>S5</th> <th>C1</th> <th>C2</th> <th>C3</th> <th>PCI</th> <th>PC2</th> <th>RM1</th> <th>RM2</th> <th>URM</th> <th>MH</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Puntaje Básico</td> <td>3.6</td> <td>3.2</td> <td>2.9</td> <td>2.1</td> <td>2</td> <td>2.6</td> <td>2</td> <td>1.7</td> <td>1.5</td> <td>2</td> <td>1.2</td> <td>1.6</td> <td>1.4</td> <td>1.7</td> <td>1.7</td> <td>1.0</td> <td>1.5</td> </tr> <tr> <td>Irregularidad en elevación severa, VL1</td> <td>-1.2</td> <td>-1.2</td> <td>-1.2</td> <td>-1</td> <td>-1</td> <td>-1.1</td> <td>-1</td> <td>-0.8</td> <td>-0.9</td> <td>-1</td> <td>-0.7</td> <td>-1</td> <td>-0.9</td> <td>-0.9</td> <td>-0.9</td> <td>-0.7</td> <td>NA</td> </tr> <tr> <td>Irregularidad en elevación moderada, VL1</td> <td>-0.7</td> <td>-0.7</td> <td>-0.7</td> <td>-0.6</td> <td>-0.6</td> <td>-0.7</td> <td>-0.6</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>-0.6</td> <td>-0.4</td> <td>-0.6</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>-0.4</td> <td>NA</td> </tr> <tr> <td>Irregularidad en planta (PL1)</td> <td>-1.1</td> <td>-1</td> <td>-1</td> <td>-0.8</td> <td>-0.7</td> <td>-0.9</td> <td>-0.7</td> <td>-0.6</td> <td>-0.6</td> <td>-0.8</td> <td>-0.5</td> <td>-0.7</td> <td>-0.6</td> <td>-0.7</td> <td>-0.7</td> <td>-0.4</td> <td>NA</td> </tr> <tr> <td>Pre-Código</td> <td>-1.1</td> <td>-1</td> <td>-0.9</td> <td>-0.6</td> <td>-0.6</td> <td>-0.8</td> <td>-0.6</td> <td>-0.2</td> <td>-0.4</td> <td>-0.7</td> <td>-0.1</td> <td>-0.5</td> <td>-0.3</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>0</td> <td>-0.1</td> </tr> <tr> <td>Post-Referencia</td> <td>1.6</td> <td>1.9</td> <td>2.2</td> <td>1.4</td> <td>1.4</td> <td>1.1</td> <td>1.9</td> <td>NA</td> <td>1.9</td> <td>2.1</td> <td>NA</td> <td>2</td> <td>2.4</td> <td>2.1</td> <td>2.1</td> <td>NA</td> <td>1.2</td> </tr> <tr> <td>Tipo de suelo A o B</td> <td>0.1</td> <td>0.3</td> <td>0.5</td> <td>0.4</td> <td>0.6</td> <td>0.1</td> <td>0.6</td> <td>0.5</td> <td>0.4</td> <td>0.5</td> <td>0.3</td> <td>0.6</td> <td>0.4</td> <td>0.5</td> <td>0.5</td> <td>0.3</td> <td>0.3</td> </tr> <tr> <td>Tipo de suelo E (1-3 pisos)</td> <td>0.2</td> <td>0.2</td> <td>0.1</td> <td>-0.2</td> <td>-0.4</td> <td>0.2</td> <td>-0.1</td> <td>-0.4</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>-0.2</td> <td>-0.3</td> <td>-0.1</td> <td>-0.1</td> <td>-0.1</td> <td>-0.2</td> <td>-0.4</td> </tr> <tr> <td>Tipo de suelo E (>3 pisos)</td> <td>-0.3</td> <td>-0.6</td> <td>-0.9</td> <td>-0.6</td> <td>-0.6</td> <td>NA</td> <td>-0.6</td> <td>-0.4</td> <td>-0.5</td> <td>-0.7</td> <td>-0.3</td> <td>NA</td> <td>-0.4</td> <td>-0.5</td> <td>-0.6</td> <td>-0.2</td> <td>NA</td> </tr> <tr> <td>Puntaje Mínimo, S_{mín}</td> <td>1.1</td> <td>0.9</td> <td>0.7</td> <td>0.5</td> <td>0.5</td> <td>0.6</td> <td>0.5</td> <td>0.5</td> <td>0.3</td> <td>0.3</td> <td>0.3</td> <td>0.2</td> <td>0.2</td> <td>0.3</td> <td>0.3</td> <td>0.2</td> <td>1</td> </tr> </tbody> </table>																TIPO DE EDIFICACIÓN FEMA No se sabe (DKN)	W1	W1A	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PCI	PC2	RM1	RM2	URM	MH	Puntaje Básico	3.6	3.2	2.9	2.1	2	2.6	2	1.7	1.5	2	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5	Irregularidad en elevación severa, VL1	-1.2	-1.2	-1.2	-1	-1	-1.1	-1	-0.8	-0.9	-1	-0.7	-1	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA	Irregularidad 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	-1	-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	-0.9	-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	-0.1	Post-Referencia	1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2	2.4	2.1	2.1	NA	1.2	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	-0.2	-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 _{mín}	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
TIPO DE EDIFICACIÓN FEMA No se sabe (DKN)	W1	W1A	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PCI	PC2	RM1	RM2	URM	MH																																																																																																																																																																																																				
Puntaje Básico	3.6	3.2	2.9	2.1	2	2.6	2	1.7	1.5	2	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5																																																																																																																																																																																																				
Irregularidad en elevación severa, VL1	-1.2	-1.2	-1.2	-1	-1	-1.1	-1	-0.8	-0.9	-1	-0.7	-1	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA																																																																																																																																																																																																				
Irregularidad 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	-1	-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	-0.9	-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	-0.1																																																																																																																																																																																																				
Post-Referencia	1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2	2.4	2.1	2.1	NA	1.2																																																																																																																																																																																																				
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	-0.2	-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 _{mín}	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																																																																																																																																																																																																				
PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1, SL ≥ S_{mín} SL=1.5-0.5-0.6 1.9 ≥ 0.3																																																																																																																																																																																																																					
EXTENSIÓN DE LA REVISIÓN Exterior: <input type="checkbox"/> Parcial <input checked="" type="checkbox"/> Todos lados <input type="checkbox"/> Aéreo Interior: <input type="checkbox"/> Ninguno <input checked="" type="checkbox"/> Visible <input type="checkbox"/> Ingreso Planos revisado: <input checked="" type="checkbox"/> Sí <input type="checkbox"/> No Fuente de tipo de suelo: TIPO D Fuente de Peligro Geológicos: Persona contacto:	OTROS PELIGROS Existe 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 edificios adyacentes <input type="checkbox"/> Peligros geológicos o de tipo F <input type="checkbox"/> Daño deterioro significativo en el sistema estructural <input type="checkbox"/> Aéreo existente	ACCIÓN REQUERIDA requiere una evaluación detallada? <input checked="" type="checkbox"/> Sí, Se tipo de edificación FEMA desconocida u otro tipo de edificación <input type="checkbox"/> Sí, puntaje menor que el puntaje límite aceptable <input type="checkbox"/> Sí, otros peligros presentes No <input type="checkbox"/> 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 mitigación, pero no es necesario una evaluación detallada. <input checked="" type="checkbox"/> No, no se ha identificado peligros no estructurales <input type="checkbox"/> DKN																																																																																																																																																																																																																			
Cualquier información que no pueda ser verificable, el evaluador deberá anotar lo siguiente, EST = Estimado o datos no confiables o DKN = no se sabe																																																																																																																																																																																																																					


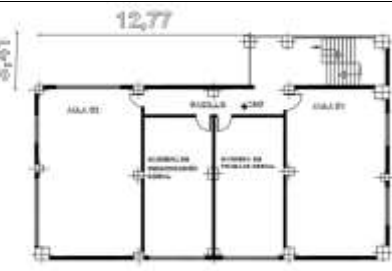
Fuente: Patricia Pilco

Tabla 51 Formulario Nivel 2 del Bloque 1A-1B, mediante FEMA P-154

Exploración rápida visual de los edificios de posibles riesgos sísmicos			Nivel 2 (Opcional)		
FEMA P-154 Formulario de Recolección de Datos			ALTA SISMISIDAD		
La recopilación de datos del nivel 2 opcional al ser realizado por un profesional de ingeniería civil o estructuras, un arquitecto o un estudiante graduado con experiencia en la evaluación y en diseño sísmo resistente.					
Nombre del edificio: FACULTAD DE JURISPRUDENCIA Y CIENCIAS SOCIALES		Puntaje final nivel 1:	SLI= 1.9		
Inspector: PATRICIA PILCO		Modificadores de irregularidad N1	Irregularidad vertical, VL1= -0.9 Irregularidad en planta, PL1= -0.6		
Fecha/hora: 16/11/2020 8:00 -12:00		PUNTAJE BASE AJUSTADO:	S=(SLI-VL1-PL1) = 3.4		
MODIFICADORES ESTRUCTURALES PARA SER CONSIDERADOS EN EL PUNTAJE AJUSTADO BASE					
Tema	Aspecto (si es verdadero, encerrar en un círculo del modificador "Si", caso contrario tachar el modificador		Si	Subtotales	
Irregularidad en elevación, VL2	Terreno en pendiente	Edificación W1: Existe al menos un pisos de diferencia de nivel entre un lado de la edificación respecto al otro	-1.2		
		Edificación no W1: Existe al menos un pisos de diferencia entre un lado de la edificación respecto al otro	-1.2		
	Piso debil y/o piso blando (encerrar máximo uno)	Edificación W1 con parden cortas de entramado de madera: es visible este tipo de pared no arriostada en el espacio de la edificación	-0.3		
		Casa W1 con espacio ocupado sobre el garaje: Por debajo un piso ocupado, existe un espacio para garaje sin un portico de acero resistente a momento, y existe menos de 20cm de pared en la misma línea (para multiples pisos	-0.8		
		Edificación W1A con abertura frontal: Existen aberturas en 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 esta 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 el 75% que el piso superior o la altura de cualquier piso esta 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 estan desplazados de aquellos de piso inferior causando que el diafragma de piso trabaje en voladizo	-1		
		Los elemetos verticales del sistema lateral en pisos superiores estan desalineados con aquellos en pisos	-0.5		
		Existe una discontinuidad en el plano de los elemntos 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 la columna en el sistema lateral tiene relaciones altura/profundidad menores al 50% de la relación nominal altura/profundidad en este 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			
	Se observa otra irregularidad moderada en elevación que pueda afectar al desempeño sísmico de la edificación	-0.5			
Irregularidad en Planta, PL2	Irregularidad torsional: El sistema lateral no aparece relativamente bien distribuido en planta en una o varias direcciones (No se incluye la abertura frontal W1A mencionada anteriormente.)	-0.7			
	Sistemas no paralelos: Existe uno o ms elementos verticales grandes del sistema lateral que no son ortogonales entre sí	-0.4			
	Esquinas 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 de diafragma en	-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 edificación	-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 esta separada de la estructura adyacente por al menos el 1% de la altura de la edificación más baja y estructura adyacente	Los pisos no se alinean verticalmente mas de 61cm Una edificación es 2 o más pisos mas alta que la otra La edificación está al final del bloque o manzana	-1 -1 -0.5		
	El valor límite del modificador de puntaje por golpeteo es -1				
Edificación S2	Es visible en una 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 de 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 PCI	La edificación está estrechamente espaciada, paredes interiores de altura completa (preferible con un espacio interior con pocas pared	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			
PUNTAJE FINAL NIVEL 2, SL2=(S+VL2+PL2+M) ≥ Snín: SL2=(3.4+0.5+0.4+1)= 1.5		Transferir a formulario 1			
Se observa algun daño, deterioro u otra condición que afecta negativamente al desempeño sísmico de la estructura <input type="checkbox"/> Si <input checked="" type="checkbox"/> No					
Si es afirmativo, describir la condición en la sección posterior de comentarios e indicar en el formulario el Nivel 1 si una evaluación detallada es requerida independiente del puntaje de la edificación					
PELIGRO NO ESTRUCTURALES OBSERVABLES					
Ubicación	Aspectos (Chequear "Si o no"		Si	No	Comentario
Exterior	Existe un antepecho de mampostería no reforzada no arriostada o una chimenea de mampostería no reforzada				
	Existe revestimientos pesados				
	Existe un techado pesado sobre puertas de salida o pasillos peatonales que puedan 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 mas alta con una pared URM no anclada o un antepecho o chimenea URM no arriostada				
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 no estructural que pueda caer					
Desempeño Sísmico No Estructural Estimado (Chequear el cuadro 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 checked="" 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: Patricia Pilco

Tabla 52 Formulario Nivel 1 del Bloque 2, mediante la metodología FEMA P-154

Exploración rápido visual de los edificios para los posibles riesgos sísmicos																Nivel 1																																																																																																																																																																																																							
FEMA P154, Formulario de recolección de datos																ALTA SISMICIDAD																																																																																																																																																																																																							
FOTOGRAFÍA 				Dirección: <u>Campus Huachi, Av. Los Chasquis y Río Payamino, Ambato</u> Código Postal: <u>180207</u> Otros identificadores: <u>UTA- Facultad de Jurisprudencia y Ciencias Sociales</u> Uso: <u>Unidad Educativa</u> Latitud: <u>-1.2691</u> Longitud: <u>-78.6235</u> Ss: _____ s1: _____ Evaluadores: <u>Patricia Pilco</u> Fecha/hora: <u>16/11/2020</u> N° pisos: sobre NTP: <u>3</u> bajo NTP: _____ Año de construcción: _____ <input type="checkbox"/> EST Area total en planta;(m2) <u>289.68</u> Año código: _____ Ampliaciones: <input checked="" type="checkbox"/> Ninguna <input type="checkbox"/> Si, añode construcción: <input type="checkbox"/> Recreación <input type="checkbox"/> Comercial <input type="checkbox"/> Serv. de Emerg <input type="checkbox"/> Histórica <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> Refugio <input type="checkbox"/> Industrial <input type="checkbox"/> Oficinas <input checked="" type="checkbox"/> Educación <input type="checkbox"/> Gubernamental 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) DKN(Asumir tipo D) Peligros geológicos: Licuefacción: Si/No/DKN Deslizamiento: Si/No/DKN Ruptura de superficie: _____ Si/No/DKN Adyacencia: Golpeteo <input type="checkbox"/> Objetos peligrosos al caer de edif. más altos <input type="checkbox"/> En elevación(tipo/severidad) <u>columna corta</u> Irregularidades: <input type="checkbox"/> En planta (tipo) <u>esquinas reentrantes</u> Peligros exteriores : <input type="checkbox"/> Chimeneas no ancladas <input type="checkbox"/> Revestimientos pesados <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> Antepechos, Barandas <input type="checkbox"/> Anexos <input type="checkbox"/> Otros COMENTARIOS <input type="checkbox"/> Comentarios o bosquejos adicionales en hoja separada																																																																																																																																																																																																																			
																																																																																																																																																																																																																							
<table border="1"> <thead> <tr> <th>TIPO DE EDIFICACIÓN FEMA No se sabe (DKN)</th> <th>W1</th> <th>W1A</th> <th>W2</th> <th>S1</th> <th>S2</th> <th>S3</th> <th>S4</th> <th>S5</th> <th>CI</th> <th>C2</th> <th>C3</th> <th>PC1</th> <th>PC2</th> <th>RM1</th> <th>RM2</th> <th>URM</th> <th>MH</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Puntaje Básico</td> <td>3.6</td> <td>3.2</td> <td>2.9</td> <td>2.1</td> <td>2</td> <td>2.6</td> <td>2</td> <td>1.7</td> <td>1.5</td> <td>2</td> <td>1.2</td> <td>1.6</td> <td>1.4</td> <td>1.7</td> <td>1.7</td> <td>1.0</td> <td>1.5</td> </tr> <tr> <td>Irregularidad en elevación severa, VLI</td> <td>-1.2</td> <td>-1.2</td> <td>-1.2</td> <td>-1</td> <td>-1</td> <td>-1.1</td> <td>-1</td> <td>-0.8</td> <td>-0.9</td> <td>-1</td> <td>-0.7</td> <td>-1</td> <td>-0.9</td> <td>-0.9</td> <td>-0.9</td> <td>-0.7</td> <td>NA</td> </tr> <tr> <td>Irregularidad en elevación moderada, VLI</td> <td>-0.7</td> <td>-0.7</td> <td>-0.7</td> <td>-0.6</td> <td>-0.6</td> <td>-0.7</td> <td>-0.6</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>-0.6</td> <td>-0.4</td> <td>-0.6</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>-0.4</td> <td>NA</td> </tr> <tr> <td>Irregularidad en planta (PLI)</td> <td>-1.1</td> <td>-1</td> <td>-1</td> <td>-0.8</td> <td>-0.7</td> <td>-0.9</td> <td>-0.7</td> <td>-0.6</td> <td>-0.6</td> <td>-0.8</td> <td>-0.5</td> <td>-0.7</td> <td>-0.6</td> <td>-0.7</td> <td>-0.7</td> <td>-0.4</td> <td>NA</td> </tr> <tr> <td>Pre-Código</td> <td>-1.1</td> <td>-1</td> <td>-0.9</td> <td>-0.6</td> <td>-0.6</td> <td>-0.8</td> <td>-0.6</td> <td>-0.2</td> <td>-0.4</td> <td>-0.7</td> <td>-0.1</td> <td>-0.5</td> <td>-0.3</td> <td>-0.5</td> <td>-0.5</td> <td>0</td> <td>-0.1</td> </tr> <tr> <td>Post-Referencia</td> <td>1.6</td> <td>1.9</td> <td>2.2</td> <td>1.4</td> <td>1.4</td> <td>1.1</td> <td>1.9</td> <td>NA</td> <td>1.9</td> <td>2.1</td> <td>NA</td> <td>2</td> <td>2.4</td> <td>2.1</td> <td>2.1</td> <td>NA</td> <td>1.2</td> </tr> <tr> <td>Tipo de suelo A o B</td> <td>0.1</td> <td>0.3</td> <td>0.5</td> <td>0.4</td> <td>0.6</td> <td>0.1</td> <td>0.6</td> <td>0.5</td> <td>0.4</td> <td>0.5</td> <td>0.3</td> <td>0.6</td> <td>0.4</td> <td>0.5</td> <td>0.5</td> <td>0.3</td> <td>0.3</td> </tr> <tr> <td>Tipo de suelo E (1-3 pisos)</td> <td>0.2</td> <td>0.2</td> <td>0.1</td> <td>-0.2</td> <td>-0.4</td> <td>0.2</td> <td>-0.1</td> <td>-0.4</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>-0.2</td> <td>-0.3</td> <td>-0.1</td> <td>-0.1</td> <td>-0.1</td> <td>-0.2</td> <td>-0.4</td> </tr> <tr> <td>Tipo de suelo E (>3 pisos)</td> <td>-0.3</td> <td>-0.6</td> <td>-0.9</td> <td>-0.6</td> <td>-0.6</td> <td>NA</td> <td>-0.6</td> <td>-0.4</td> <td>-0.5</td> <td>-0.7</td> <td>-0.3</td> <td>NA</td> <td>-0.4</td> <td>-0.5</td> <td>-0.6</td> <td>-0.2</td> <td>NA</td> </tr> <tr> <td>Puntaje Mínimo, Smín</td> <td>1.1</td> <td>0.9</td> <td>0.7</td> <td>0.5</td> <td>0.5</td> <td>0.6</td> <td>0.5</td> <td>0.5</td> <td>0.3</td> <td>0.3</td> <td>0.3</td> <td>0.2</td> <td>0.2</td> <td>0.3</td> <td>0.3</td> <td>0.2</td> <td>1</td> </tr> </tbody> </table>																		TIPO DE EDIFICACIÓN FEMA No se sabe (DKN)	W1	W1A	W2	S1	S2	S3	S4	S5	CI	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	MH	Puntaje Básico	3.6	3.2	2.9	2.1	2	2.6	2	1.7	1.5	2	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5	Irregularidad en elevación severa, VLI	-1.2	-1.2	-1.2	-1	-1	-1.1	-1	-0.8	-0.9	-1	-0.7	-1	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA	Irregularidad en elevación moderada, VLI	-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 (PLI)	-1.1	-1	-1	-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	-0.9	-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	-0.1	Post-Referencia	1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2	2.4	2.1	2.1	NA	1.2	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	-0.2	-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, Smín	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
TIPO DE EDIFICACIÓN FEMA No se sabe (DKN)	W1	W1A	W2	S1	S2	S3	S4	S5	CI	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM	MH																																																																																																																																																																																																						
Puntaje Básico	3.6	3.2	2.9	2.1	2	2.6	2	1.7	1.5	2	1.2	1.6	1.4	1.7	1.7	1.0	1.5																																																																																																																																																																																																						
Irregularidad en elevación severa, VLI	-1.2	-1.2	-1.2	-1	-1	-1.1	-1	-0.8	-0.9	-1	-0.7	-1	-0.9	-0.9	-0.9	-0.7	NA																																																																																																																																																																																																						
Irregularidad en elevación moderada, VLI	-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 (PLI)	-1.1	-1	-1	-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	-0.9	-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	-0.1																																																																																																																																																																																																						
Post-Referencia	1.6	1.9	2.2	1.4	1.4	1.1	1.9	NA	1.9	2.1	NA	2	2.4	2.1	2.1	NA	1.2																																																																																																																																																																																																						
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	-0.2	-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, Smín	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																																																																																																																																																																																																						
PUNTAJE FINAL DEL NIVEL 1, SL ≥ Smín SL=1.5+0.4 1.9 ≥ 0.3																																																																																																																																																																																																																							
EXTENCIÓN DE LA REVISIÓN Exterior: <input type="checkbox"/> Parcial <input checked="" type="checkbox"/> Todos lados <input type="checkbox"/> Aéreo Interior: <input type="checkbox"/> Ninguno <input checked="" type="checkbox"/> Visible <input type="checkbox"/> Ingreso Planos revisado: <input checked="" type="checkbox"/> Sí <input type="checkbox"/> No Fuente de tipo de suelo: TIPO D Fuente de Peligro Geológicos: Persona contacto:				OTROS PELIGROS Existe 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 edificios adyacentes <input type="checkbox"/> Peligros geológicos o de tipo F <input type="checkbox"/> Daño deterioro significativo en el sistema estructural <input type="checkbox"/> Aéreo existente				ACCIÓN REQUERIDA Se requiere una evaluación detallada? <input checked="" type="checkbox"/> Sí, tipo de edificación FEMA desconocida u otro tipo de edificación <input type="checkbox"/> Sí, puntaje menor que el puntaje límite aceptable <input type="checkbox"/> Sí, otros peligros presentes <input type="checkbox"/> No <input type="checkbox"/> Se recomienda una Evaluación No Estructural? <input type="checkbox"/> Sí, peligros no estructurales identificados que deberían ser evaluados <input type="checkbox"/> No, existen peligros , no estructurales que requieren mitigación, pero no es necesario una evaluación detallada. <input checked="" type="checkbox"/> No, no se ha identificado peligros no estructurales <input type="checkbox"/> DKN																																																																																																																																																																																																															
EVALUACIÓN DEL NIVEL 2 REALIZADA? <input type="checkbox"/> Sí, Puntaje Final Nivel 2, SL2 2.5 No Peligros no estructurales? <input type="checkbox"/> Sí <input checked="" type="checkbox"/> No				COMENTARIOS <input type="checkbox"/> Comentarios o bosquejos adicionales en hoja separada																																																																																																																																																																																																																			
Cualquier información que no pueda ser verificable, el evaluador deberá anotar lo siguiente, EST = Estimado o datos no confiables o DKN = no se sabe																																																																																																																																																																																																																							

Fuente: Patricia Pilco

Tabla 53 Formulario Nivel 2 del Bloque 2, mediante la metodología FEMA P-154

Exploración rápida visual de los edificios de posibles riesgos sísmicos		Nivel 2 (Opcional)		
FEMA P-154 Formulario de Recolección de Datos		ALTA SISMISIDAD		
La recopilación de datos del nivel 2 opcional al ser realizado por un profesional de ingeniería civil o estructuras, un arquitecto o un estudiante graduado con experiencia en la evaluación y en diseño sísmo resistente.				
Nombre del edificio: FACULTAD DE JURISPRUDENCIA Y CIENCIAS SOCIALES	Puntaje final nivel 1:	SLI= 1.9	(no se considera S _{min})	
Inspector: PATRICIA PILCO	Modificadores de irregularidad NI	Irregularidad vertical, VL1= -0.9	Irregularidad en planta, PL1= -0.6	
Fecha/hora: 16/11/2020 8:00-12:00	PUNTAJE BASE AJUSTADO:	S=(SLI-VL1-PL1) = 3.4		
MODIFICADORES ESTRUCTURALES PARA SER CONSIDERADOS EN EL PUNTAJE AJUSTADO BASE				
Tema	Aspecto (sí es verdadero, encerrar en un círculo del 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 respecto al otro	-1.2	VL2= -0.5 (Tope en -1.2)
	Piso débil y/o piso blando (encerrar máximo uno)	Edificación no W1: Existe al menos un piso de diferencia de nivel entre un lado de la edificación respecto al otro	-0.3	
		Casa W1 con espacio ocupado sobre el garaje: Por debajo un piso ocupado, existe un espacio para garaje sin un portico de acero resistente a momento, y existe menos de 20cm de pared en la misma línea (para múltiples pisos)	-0.8	
		Edificación W1A con abertura frontal: Existen aberturas en 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 esta 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 el 75% que el piso superior o la altura de cualquier piso esta 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 de 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	-0.5	
	Columnas cortas	CI, C2, C3, PCI, PC2, RM1, RM2: Al menos el 20% de las columnas (o pilares) a lo largo del eje de la columna en el sistema lateral tiene relaciones altura/profundidad menores al 50% de la relación nominal altura/profundidad en este nivel	-0.5	
		CI, C2, C3, PCI, 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		
	Se observa otra irregularidad moderada en elevación que pueda afectar al desempeño sísmico de la edificación	-0.5		
Irregularidad en Planta, PL2	Irregularidad torsional: El sistema lateral no aparece relativamente bien distribuido en planta en una o varias direcciones (No se incluye la abertura frontal W1A mencionada anteriormente.)	-0.7		
	Sistemas no paralelos: Existe uno o mas elementos verticales grandes del sistema lateral que no son ortogonales entre sí	-0.4		
	Esquinas 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 de diafragma en planta	-0.2		
	Discontinuidad fuera del plano en edificaciones CI, 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 edificación	-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 esta separada de la estructura adyacente por al menos el 1% de la altura de la edificación más baja y estructura adyacente	-1		
	Los pisos no se alinean verticalmente mas de 61cm	-1		
	Una edificación es 2 o más pisos mas alta que la otra	-0.5		
	La edificación está al final del bloque o manzana	-1		
	El valor límite del modificador de puntaje por golpeteo es -1	-0.5		
Edificación S2	Es visible en una una geometría K de arriostramiento	-1		
Edificación C1	Placas planas sirven como vigas en el pórtico resistente a momento	-0.4		
Edificación PCI/RM1	Existen uniones de 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 Reeducación)	0.3		
Edificación PCI	La edificación está estrechamente espaciada, paredes interiores de altura completa (preferible con un espacio interior con pocas paredes)	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		
Reeducación	Una reeducación o un reacondicionamiento exhaustivo es visible o se conoce por los planos dados	1.4		
PUNTAJE FINAL NIVEL 2, SL2=(S'+VL2+PL2+M) ≥ S _{min} : SL2=(3.4+0.5+0.4) = 2.5		Transferir a formulario 1		
Se observa algún daño, deterioro u otra condición que afecta negativamente al desempeño sísmico de la estructura <input type="checkbox"/> Si <input checked="" type="checkbox"/> No				
Si es afirmativo, describir la condición en la sección posterior de comentarios e indicar en el formulario el Nivel 1 si una evaluación detallada es requerida independiente del puntaje de la edificación				
PELIGRO NO ESTRUCTURALES OBSERVABLES				
Ubicación	Aspectos (Chequear "Si o no"	Si	No	Comentario
Exterior	Existe un antepecho de mampostería no reforzada no arriostrada o una chimenea de mampostería no reforzada			
	Existe revestimientos pesados			
	Existe un techado pesado sobre puertas de salida o pasillos peatonales que puedan 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 mas alta con una pared URM no anclada o un antepecho o chimenea URM no arriostrada			
	Otro peligro exterior observable no estructural que pueda caer			
Interior	Existen tejas de arcilla o tabiques de ladrillo en gradas o corredores de salida			
	Otro peligro no estructural que pueda caer			
Desempeño Sísmico No Estructural Estimado (Chequear el cuadro 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 checked="" 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 : en irregularidad en planta del tipo de esquinas entrantes si una proyeccion es mas de 20 pies (6.10m) se penalizara a la estructura.				

Fuente: Patricia Pilco

3.1.1.2. Metodología basada en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015

La evaluación visual rápida propuesta en la guía Práctica para evaluación Sísmica y Rehabilitación de Estructuras los formularios se analizarán individual para cada edificio a evaluarse. Los parámetros y consideraciones que se toma se detallan a continuación:

El tipo de suelo para la zona de estudio es suelo tipo D, de acuerdo con la información recolectada.

La tipología del sistema estructural los dos bloques representan pórticos de hormigón armado (C1), este sistema tiene un puntaje básico de 2.5 el mismo que aumentará o disminuirá su valor dependiendo de las características y parámetros de las edificaciones.

La irregularidad en planta para ambos bloques presenta una irregularidad de tipo 2: retrocesos excesivos en las esquinas.

El código de construcción en base a la información recolectada la facultad de Jurisprudencia consta de dos bloques suponemos que el bloque 1A-1B fue construido en el año 2007 ya que su funcionamiento fue en el 2008.


De acuerdo con los parámetros mencionados anteriormente se detalla en los formularios descritos por la NEC en la tabla 55 y 56 dando como resultado de 1.3 y 1.7 en el bloque 1A-1B y bloque 2 respectivamente el grado de vulnerabilidad es alta por lo que se requiere una evaluación especial.

Tabla 54 Formulario del Bloque 1A-1B, mediante la metodología NEC

EVALUACION VISUAL RAPIDA DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES																													
															DATOS DE EDIFICACION:														
															Dirección: Campus Huachi, Av. Los Chasquis y Río Payamino, Ambato														
															Nombre de la edificación: BLOQUE 1 Facultad de Jurisprudencia y Ciencias Sociales														
															Sitio de referencia: Universidad Técnica de Ambato														
															Tipo de uso: Educativo										Fecha de evaluación: 16/11/2020				
															Año de construcción: 2007										Año de remodelación:				
															Área construida en m2: 765.42										Numero pisos: 3				
															DATOS DEL PROFESIONAL														
															Nombre del evaluador: Patricia Pilco														
															C.I. 1804866794														
Registro senescyt:																													
																													
TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL																													
Madera	W1	Pórtico hormigón Armado	C1	Pórtico acero laminado	S1																								
Mampostería sin refuerzo	URM	Pórtico H. Armado con	C2	Pórtico acero laminado con diagonales	S2																								
Mampostería reforzada	RM	Pórtico H. Armado con mampostería confinada sin	C3	Pórtico acero doblado en frío	S3																								
Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX	H. Armado prefabricado	PC	Pórtico acero laminado con muros	S4																								
				Pórtico acero con paredes mampostería	S5																								
PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL 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	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 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																
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					1.30																								
GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA																													
S < 2,0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial										x																		
2,0 > S > 2,5	Media vulnerabilidad																												
S > 2,5	Baja vulnerabilidad																												
														Firma responsable evaluación															
OBSERVACIONES. – la estructura presenta irregularidades en planta y columnas cortas El año de construcción lo suponemos es el 2007 ya que la facultad funciona en el año 2008 en el campus huachi																													

Fuente: Patricia Pilco

Tabla 55 Formulario del Bloque 2, mediante la metodología NEC

EVALUACION VISUAL RAPIDA DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICACIONES																													
															DATOS DE EDIFICACION:														
															Dirección: Campus Huachi, Av. Los Chasquis y Río Payamino, Ambato														
															Nombre de la edificación: BLOQUE 1 Facultad de Jurisprudencia y Ciencias Sociales														
															Sitio de referencia: Universidad Técnica de Ambato														
															Tipo de uso: Educativo					Fecha de evaluación: 16/11/2020									
															Año de construcción:					Año de remodelación:									
															Área construida en m2: 289.68					Numero pisos: 4									
															DATOS DEL PROFESIONAL														
															Nombre del evaluador: Patricia Pilco														
															C.I. 1804866794														
Registro senescyt:																													
TIPOLOGIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL																													
Madera	W1	Pórtico hormigón Armado	C1	Pórtico acero laminado	S1																								
Mampostería sin refuerzo	URM	Pórtico H. Armado con	C2	Pórtico acero laminado con diagonales	S2																								
Mampostería reforzada	RM	Pórtico H. Armado con mampostería confinada sin	C3	Pórtico acero doblado en frío	S3																								
Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX	H. Armado prefabricado	PC	Pórtico acero laminado con muros	S4																								
			PC	Pórtico acero con paredes mampostería	S5																								
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	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 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																
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	-0.6																
Tipo de suelo E	0.0	-0.8	-0.4	-1.2	-1.2	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8																
PUNTAJE FINAL, S																													
GRADO DE VULNERABILIDAD SISMICA																													
S < 2,0	Alta vulnerabilidad, requiere evaluación especial										X																		
2,0 > S > 2,5	Media vulnerabilidad																												
S > 2,5	Baja vulnerabilidad																												
														Firma responsable evaluación															
OBSERVACIONES. -Se supone que la edificación su código de construcción es post-codigo debido a su construcción es moderna sus acabados.																													

Fuente: Patricia Pilco

3.1.1.3. Inspección visual rápida de la Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos (SNGR)

Según la guía para implementar el análisis del grado de vulnerabilidad, descrita en la Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos (SNGR) está diseñada para el desarrollo de planificación y ordenamiento territorial de los cantones del Ecuador, ante un evento sísmico. Los resultados obtenidos al aplicar esta metodología no quieren decir que sea una herramienta única de evaluación para el grado de vulnerabilidad, por lo tanto, se debe tomar un estudio de mayor alcance y precisión.

El método utiliza 10 variables que determina el nivel de vulnerabilidad, a diferencia de los anteriores formularios la Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos toma en cuenta el material de las paredes de los edificios, el tipo de cubierta, sistema de entresijos, estado de conservación, características del suelo.

Tabla 56 Variables e indicadores del método SNGR- Bloque 1A – 1B

Variable de Vulnerabilidad	Indicadores Considerados	Amenaza Sísmica	Valor de Ponderación	Resultado
Sistema estructural	Hormigón armado	0	1.2	0
	Estructura metálica	1		
	Estructura de madera	1		
	Estructura de caña	10		
	Estructura de pared portable	5		
	Mixta madera/hormigón	5		
	Mixta metálica/hormigón	1		
Tipo de material en paredes	Pared de Ladrillo	1	1.2	1.2
	Pared de bloque	1		
	Pared de piedra	10		
	Pared de adobe	10		
	Pared de tapia/bahareque/madera	5		
Tipo de cubierta	Cubierta metálica	5	1	5
	Losa de hormigón armado	0		
	Vigas de madera y zinc	5		
	Caña y zinc	10		
	Vigas de madera y teja	5		
	Losa de hormigón armado	0		

Sistema de entrepisos	Vigas y entramado madera	5		
	Entramado madera/caña	10		
	Entramado Metálico	1		
	Entramado hormigón/metálico	1		
Número de pisos	1 pisos	0	0.8	4
	2 pisos	1		
	3 pisos	5		
	4 pisos	10		
	5 pisos o mas	1		
Año de construcción	antes de 1970	10	1	0
	entre 1971 y 1980	5		
	entre 1981 y 1990	1		
	entre 1991 y 2010	0		
Estado de conservación	Bueno	0	1	1
	Aceptable	1		
	Regular	5		
	Malo	10		
Características del suelo bajo la edificación	Firme, seco	0	0.8	0
	Inundable	1		
	Ciénaga	5		
	Húmedo, blando, relleno	10		
Topografía del sitio	A nivel, terreno plano	0	0.8	0
	Bajo nivel calzada	5		
	Sobre nivel calzada	0		
	Escarpe positivo o negativo	10		
Forma de la construcción	Regular	0	1.2	12
	Irregular	5		
	Irregularidad severa	10		
Puntaje				23.2

Fuente: Patricia Pilco

Tabla 57 Variables e indicadores del método SNGR- Bloque 2

Variable de Vulnerabilidad	Indicadores Considerados	Amenaza Sísmica	Valor de Ponderación	Resultado
Sistema estructural	Hormigón armado	0	1.2	0
	Estructura metálica	1		
	Estructura de madera	1		
	Estructura de caña	10		
	Estructura de pared portable	5		
	Mixta madera/hormigón	5		
	Mixta metálica/hormigón	1		

Tipo de material en paredes	Pared de Ladrillo	1	1.2	1.2
	Pared de bloque	1		
	Pared de piedra	10		
	Pared de adobe	10		
	Pared de tapia/bahareque/madera	5		
Tipo de cubierta	Cubierta metálica	5	1	5
	Losa de hormigón armado	0		
	Vigas de madera y zinc	5		
	Caña y zinc	10		
	Vigas de madera y teja	5		
Sistema de entrepisos	Losa de hormigón armado	0	1	0
	Vigas y entramado madera	5		
	Entramado madera/caña	10		
	Entramado Metálico	1		
	Entramado hormigón/metálico	1		
Número de pisos	1 pisos	0	0.8	8
	2 pisos	1		
	3 pisos	5		
	4 pisos	10		
	5 pisos o mas	1		
Año de construcción	antes de 1970	10	1	0
	entre 1971 y 1980	5		
	entre 1981 y 1990	1		
	entre 1991 y 2010	0		
Estado de conservación	Bueno	0	1	0
	Aceptable	1		
	Regular	5		
	Malo	10		
Características del suelo bajo la edificación	Firme, seco	0	0.8	0
	Inundable	1		
	Ciénaga	5		
	Húmedo, blando, relleno	10		
Topografía del sitio	A nivel, terreno plano	0	0.8	0
	Bajo nivel calzada	5		
	Sobre nivel calzada	0		
	Escarpe positivo o negativo	10		
Forma de la construcción	Regular	0	1.2	0
	Irregular	5		
	Irregularidad severa	10		
Puntaje				14.2

Fuente: Patricia Pilco

Los resultados de los indicadores para cada una de las variables son multiplicados por los valores de ponderación que se muestra en la Tabla 19.

Para determinar el índice de vulnerabilidad se suma todos los valores obtenidos de los indicadores, obteniendo el puntaje se clasifica según la tabla 20.

Tabla 58 Resultados del Nivel de Vulnerabilidad-SNGR

Bloque estructural	Puntaje	Nivel de Vulnerabilidad
1	23.2	BAJO
2	14.2	BAJO

Fuente: Patricia Pilco

Al existir inconsistencia en los resultados que arroja el formulario establecido por SNGR con los resultados del FEMA 154 y la NEC, por lo tanto no se utilizara los datos obtenidos por el SNGR para realizar algún análisis.

3.1.2. Método Cuantitativo del Grado de Vulnerabilidad

De acuerdo con la metodología cualitativa existe una incertidumbre al obtener el grado de vulnerabilidad, por lo tanto, es necesario realizar un análisis estático no lineal (PUSHOVER). Teniendo en cuenta que la Facultad de Jurisprudencia y Ciencias Sociales constan de dos bloques, lo cual el bloque 1 está separado por una junta de dilatación por lo cual se divide en dos estructuras (bloque 1A y bloque 1B).

3.1.2.1. Análisis lineal de la estructura

Las estructuras se realizaron de acuerdo con los criterios de la Norma Ecuatoriana de la Construcción y con los datos obtenidos en el capítulo II, mediante la utilización del software ETABS con versión 18.1.1.

3.1.2.1.1. Definición de los materiales

Se utiliza para la resistencia a la compresión del hormigón y la resistencia a la fluencia del acero los valores obtenidos en la sección 2.5.3.1 y 2.5.3.2 respectivamente.

Figura 39 Resistencia a la compresión del hormigón $f_c=260\text{kg/cm}^2$

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog for a concrete material. The 'General Data' section includes: Material Name: $f_c=260\text{ kg/cm}^2$; Material Type: Concrete; Directional Symmetry Type: Isotropic; Material Display Color: (dark grey); Material Notes: (empty). The 'Material Weight and Mass' section has: Specify Weight Density; Weight per Unit Volume: 0.0024 kgf/cm³; Mass per Unit Volume: 0.000002 kgf·s²/cm⁴. The 'Mechanical Property Data' section includes: Modulus of Elasticity, E: 211231.153 kgf/cm²; Poisson's Ratio, U: 0.2; Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C; Shear Modulus, G: 38012.98 kgf/cm². The 'Design Property Data' section has a button: 'Modify/Show Material Property Design Data...'. The 'Advanced Material Property Data' section has buttons: 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', and 'Time Dependent Properties...'. The 'Modulus of Rupture for Cracked Deflections' section has: Program Default: (Based on Concrete Slab Design Code); User Specified: (empty).

Fuente: ETABS 2018

Figura 40 Resistencia a la fluencia del acero $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog for a steel material. The 'General Data' section includes: Material Name: $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$; Material Type: Rebar; Directional Symmetry Type: Uniaxial; Material Display Color: (blue); Material Notes: (empty). The 'Material Weight and Mass' section has: Specify Weight Density; Weight per Unit Volume: 7849.05 kgf/m³; Mass per Unit Volume: 800.30 kgf·s²/m⁴. The 'Mechanical Property Data' section includes: Modulus of Elasticity, E: 20389019158 kgf/m²; Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C. The 'Design Property Data' section has a button: 'Modify/Show Material Property Design Data...'. The 'Advanced Material Property Data' section has buttons: 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', and 'Time Dependent Properties...'. At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Fuente: ETABS

3.1.2.1.2. Definición de secciones

Las secciones de los elementos estructurales de columnas, vigas y losas para el modelamiento se basan mediante planos arquitectónicos adquiridos por la DIRINF-UTA, que fueron verificadas las dimensiones en una inspección a las estructuras y se desarrollaron las armaduras con los parámetros mínimos de acuerdo con la NEC, valores que se encuentran en los ANEXOS sección D.

Tabla 59 Características de las estructuras

BLOQUE 1A			
Columnas	C1	45x45	cm
	C2	45x60	cm
	C3	45x75	cm
Viga	Vigas X	35	cm
	Vigas Y	45	cm
	Losa	20	cm
BLOQUE 1B			
Columnas	C1	45x45	cm
	C2	45x60	cm
	C3	45x75	cm
Vigas	Vigas X	35	cm
	Vigas Y	45	cm
	Losa	20	cm
BLOQUE 2			
Columnas	C1	50x65	cm
	C2	50x50	cm
	C3	70x85	cm
Viga	Vigas X	40	cm
	Vigas Y	50	cm
	Losa	20	cm

Fuente: Patricia Pilco

Figura 41 Definición de cantidad de Acero en Columna.

Fuente: ETABS 2018

La figura 41 muestra el ingreso de datos en el bloque 2 de una columna cuadrada de 50x50 que se ha colocado 8 aceros de 16mm de diámetro y 4 aceros de 18mm de diámetro, también estribos de 10 mm de diámetro ubicado 4 ramales en cada dirección.

Figura 42 Definición de cantidad de Acero en Vigas.

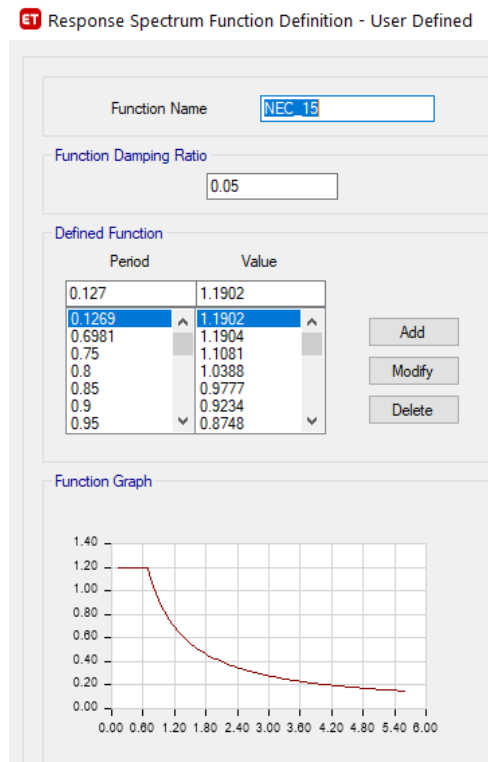
Fuente: ETABS 2018

En la figura 42, muestra el armado de la viga en el bloque 2 con 13.66 cm² de acero en la parte superior en el inicio y fin del elemento y 6.03 cm² de acero en la parte inferior de la sección.

3.1.2.1.3. Definición del espectro

Se define el espectro elástico ingresando un archivo con los valores determinados.

Figura 43 Espectro elástico NEC



Fuente: ETABS 2018

3.1.2.1.4. Definición del cortante basal estático

Para definir la carga sísmica estática se ingresa los valores del cortante basal C y factor k (Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T), para cada uno de los bloques a analizar que se encuentran en la tabla 48 y 49.

Figura 44 Coeficiente del corte basal



Fuente: ETABS 2018

3.1.2.2. Análisis de resultados del modelo 1

Para comprobar que la edificación cumpla con un diseño óptimo se debe desarrollar los siguientes chequeos descritos por la NEC-SE-DS-2015:

3.1.2.2.1. Periodo de vibración

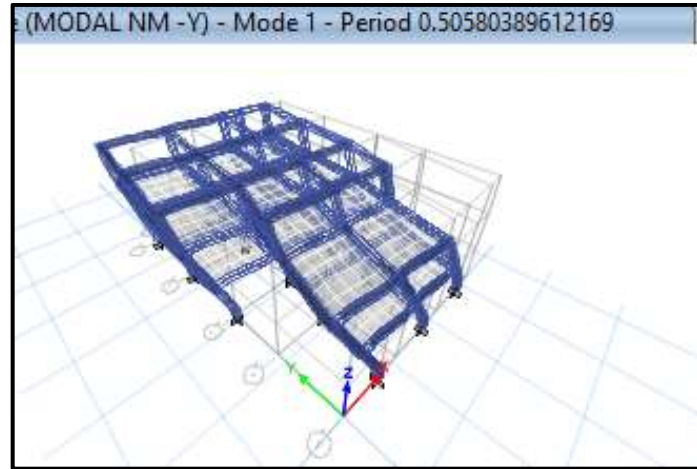
En esta sección el periodo de vibración (T) se obtendrá mediante dos métodos, el método 1 calculado anteriormente cuyos valores se encuentran en la tabla 45 y 46 dependiendo de las estructuras, para el método 2 se desarrolló un análisis lineal para la obtención del periodo fundamental. Para este chequeo el periodo de vibración obtenido por el método 2 no debe ser mayor a 1.3 veces del valor del método 1.

Tabla 60 Período fundamental método 2- Bloque 1A modelo 1

Modo	Case	Period sec	Case	Period sec	Case	Period sec	Case	Period sec	Case	Period sec
1	Modal	0.499	MODAL NM+X	0.497	MODAL NM-X	0.503	MODAL NM+Y	0.496	MODAL NM-Y	0.506
2	Modal	0.48	MODAL NM+X	0.483	MODAL NM-X	0.479	MODAL NM+Y	0.478	MODAL NM-Y	0.483
3	Modal	0.391	MODAL NM+X	0.391	MODAL NM-X	0.389	MODAL NM+Y	0.397	MODAL NM-Y	0.383
4	Modal	0.143	MODAL NM+X	0.143	MODAL NM-X	0.144	MODAL NM+Y	0.141	MODAL NM-Y	0.148
5	Modal	0.138	MODAL NM+X	0.14	MODAL NM-X	0.137	MODAL NM+Y	0.137	MODAL NM-Y	0.138
6	Modal	0.116	MODAL NM+X	0.114	MODAL NM-X	0.115	MODAL NM+Y	0.118	MODAL NM-Y	0.111
7	Modal	0.091	MODAL NM+X	0.092	MODAL NM-X	0.091	MODAL NM+Y	0.088	MODAL NM-Y	0.095
8	Modal	0.083	MODAL NM+X	0.084	MODAL NM-X	0.083	MODAL NM+Y	0.083	MODAL NM-Y	0.083
9	Modal	0.07	MODAL NM+X	0.069	MODAL NM-X	0.07	MODAL NM+Y	0.073	MODAL NM-Y	0.067
10	Modal	0.02	MODAL NM+X	0.02	MODAL NM-X	0.02	MODAL NM+Y	0.02	MODAL NM-Y	0.02
11	Modal	0.018	MODAL NM+X	0.018	MODAL NM-X	0.018	MODAL NM+Y	0.018	MODAL NM-Y	0.018
12	Modal	0.017	MODAL NM+X	0.017	MODAL NM-X	0.017	MODAL NM+Y	0.017	MODAL NM-Y	0.017
13	Modal	0.015	MODAL NM+X	0.015	MODAL NM-X	0.015	MODAL NM+Y	0.015	MODAL NM-Y	0.015
14	Modal	0.013	MODAL NM+X	0.014	MODAL NM-X	0.013	MODAL NM+Y	0.013	MODAL NM-Y	0.013
15	Modal	0.012	MODAL NM+X	0.012	MODAL NM-X	0.012	MODAL NM+Y	0.012	MODAL NM-Y	0.012

Fuente: Patricia Pilco

Figura 45 Periodo de vibración Modal -Y del Bloque 1A modelo 1



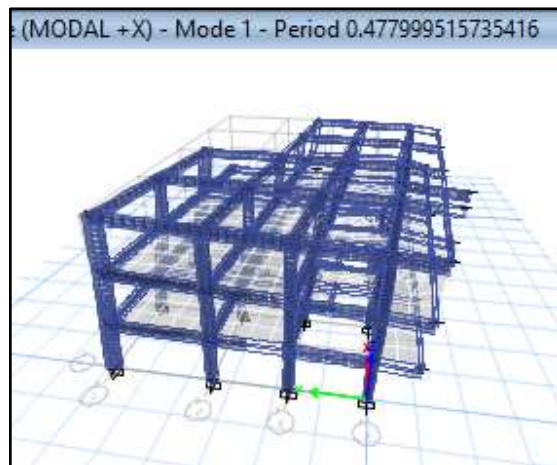
Fuente: ETABS 2018

Tabla 61 Período fundamental método 2- Bloque 1B modelo 1

Modo	Caso	Periodo seg	Caso	Periodo seg	Caso	Periodo seg	Caso	Periodo seg	Caso	Periodo seg
1	Modal	0.465	MODAL +X	0.478	MODAL -X	0.455	MODAL +Y	0.46	MODAL -Y	0.471
2	Modal	0.444	MODAL +X	0.444	MODAL -X	0.443	MODAL +Y	0.446	MODAL -Y	0.443
3	Modal	0.391	MODAL +X	0.381	MODAL -X	0.402	MODAL +Y	0.395	MODAL -Y	0.385
4	Modal	0.213	MODAL +X	0.213	MODAL -X	0.213	MODAL +Y	0.213	MODAL -Y	0.213
5	Modal	0.203	MODAL +X	0.202	MODAL -X	0.203	MODAL +Y	0.203	MODAL -Y	0.203
6	Modal	0.151	MODAL +X	0.153	MODAL -X	0.151	MODAL +Y	0.151	MODAL -Y	0.154
7	Modal	0.147	MODAL +X	0.147	MODAL -X	0.147	MODAL +Y	0.142	MODAL -Y	0.15
8	Modal	0.134	MODAL +X	0.135	MODAL -X	0.133	MODAL +Y	0.136	MODAL -Y	0.135
9	Modal	0.124	MODAL +X	0.124	MODAL -X	0.126	MODAL +Y	0.125	MODAL -Y	0.124
10	Modal	0.123	MODAL +X	0.122	MODAL -X	0.123	MODAL +Y	0.123	MODAL -Y	0.123
11	Modal	0.101	MODAL +X	0.101	MODAL -X	0.101	MODAL +Y	0.099	MODAL -Y	0.102
12	Modal	0.092	MODAL +X	0.093	MODAL -X	0.093	MODAL +Y	0.092	MODAL -Y	0.093
13	Modal	0.085	MODAL +X	0.085	MODAL -X	0.085	MODAL +Y	0.083	MODAL -Y	0.092
14	Modal	0.08	MODAL +X	0.082	MODAL -X	0.079	MODAL +Y	0.077	MODAL -Y	0.082
15	Modal	0.045	MODAL +X	0.046	MODAL -X	0.045	MODAL +Y	0.045	MODAL -Y	0.045

Fuente: Patricia Pilco

Figura 46 Periodo de vibración Modal +X del Bloque 1B modelo 1



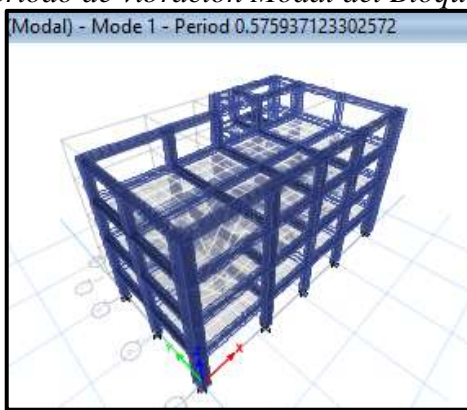
Fuente: ETABS 2018

Tabla 62 Período fundamental método 2- Bloque 2 modelo 1

Modo	Caso	Periodo	Caso	Periodo	Caso	Periodo	Caso	Periodo	Caso	Periodo
		s		s		s		s		s
1	Modal	0.576	Modal NM+X	0.576	Modal NM-X	0.576	Modal NM+Y	0.576	Modal NM-Y	0.576
2	Modal	0.562	Modal NM+X	0.562	Modal NM-X	0.562	Modal NM+Y	0.562	Modal NM-Y	0.562
3	Modal	0.543	Modal NM+X	0.542	Modal NM-X	0.543	Modal NM+Y	0.542	Modal NM-Y	0.542
4	Modal	0.511	Modal NM+X	0.511	Modal NM-X	0.511	Modal NM+Y	0.511	Modal NM-Y	0.511
5	Modal	0.5	Modal NM+X	0.5	Modal NM-X	0.501	Modal NM+Y	0.5	Modal NM-Y	0.5
6	Modal	0.481	Modal NM+X	0.481	Modal NM-X	0.481	Modal NM+Y	0.481	Modal NM-Y	0.481
7	Modal	0.451	Modal NM+X	0.438	Modal NM-X	0.465	Modal NM+Y	0.445	Modal NM-Y	0.457
8	Modal	0.432	Modal NM+X	0.432	Modal NM-X	0.432	Modal NM+Y	0.432	Modal NM-Y	0.432
9	Modal	0.424	Modal NM+X	0.424	Modal NM-X	0.424	Modal NM+Y	0.424	Modal NM-Y	0.424
10	Modal	0.419	Modal NM+X	0.418	Modal NM-X	0.419	Modal NM+Y	0.42	Modal NM-Y	0.418
11	Modal	0.365	Modal NM+X	0.366	Modal NM-X	0.365	Modal NM+Y	0.366	Modal NM-Y	0.365
12	Modal	0.343	Modal NM+X	0.352	Modal NM-X	0.334	Modal NM+Y	0.346	Modal NM-Y	0.341
13	Modal	0.212	Modal NM+X	0.212	Modal NM-X	0.212	Modal NM+Y	0.212	Modal NM-Y	0.212
14	Modal	0.194	Modal NM+X	0.192	Modal NM-X	0.198	Modal NM+Y	0.195	Modal NM-Y	0.199
15	Modal	0.191	Modal NM+X	0.189	Modal NM-X	0.191	Modal NM+Y	0.188	Modal NM-Y	0.186

Fuente: Patricia Pilco

Figura 47 Período de vibración Modal del Bloque 1B modelo 1



Fuente: ETABS 2018

En las tablas 62, 63 y 64 se presenta los valores con todos los casos modales con la masa desplazada en todas las direcciones para cada estructura analizada, dando como resultado un periodo de vibración máxima en el bloque 1A de 0.506 seg. con la masa desplazada en la dirección -Y, bloque 1B de 0.478 seg. con la masa desplazada en la dirección -X y finalmente en el bloque 2 de 0.576 seg. en todos los casos modales, cuyos valores no exceden el 30% del periodo de vibración calculado, la estructura no necesita reforzamiento, por lo tanto, los demás chequeos realizaremos con el caso con mayor periodo de vibración.

Tabla 63 Resumen del Período fundamental del Bloque 1 y Bloque 2.

	BLOQUE 1A	BLOQUE 1B	BLOQUE 2
Ta(s)	0.4247	0.4247	0.5375
1.3*Ta	0.552	0.552	0.699
T(modal)	0.506	0.478	0.576
	Cumple	Cumple	Cumple

Fuente: Patricia Pilco

3.1.2.2.2. Masa Acumulada

La norma ecuatoriana de la construcción NEC-SE-DS- Peligro Sísmico menciona que para un análisis dinámico que todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas. [20]

En la tabla 66 como se observa en el bloque 1A las masas acumuladas cumplen en el cuarto modo en la dirección X y quinto modo en la dirección Y, en ambos casos cumplen el 90% de la masa acumulada como se indica en la NEC.

Tabla 64 Masa acumulada bloque 1A, modelo 1

Modo	Case	Periodo	SumUX	SumUY
		sec		
1	MODAL NM -Y	0.506	0.5852	0.224
2	MODAL NM -Y	0.483	0.8064	0.8454
3	MODAL NM -Y	0.383	0.8669	0.8457
4	MODAL NM -Y	0.148	0.9683	0.8463
5	MODAL NM -Y	0.138	0.9683	0.9794
6	MODAL NM -Y	0.111	0.9859	0.9803
7	MODAL NM -Y	0.095	0.9972	0.9803
8	MODAL NM -Y	0.083	0.9975	0.9995
9	MODAL NM -Y	0.067	1	1

Fuente: Patricia Pilco

En la tabla 67 como se observa en el bloque 1B las masas acumuladas cumplen en el octavo modo en la dirección X y décimo modo en la dirección Y, en ambos casos cumplen el 90% de la masa acumulada como se indica en la norma.

Tabla 65 Masa acumulada bloque 1B, modelo 1

Caso	Modo	Periodo	SumUX	SumUY
		seg		
MODAL +X	1	0.478	0.0601	0.5762
MODAL +X	2	0.444	0.8201	0.6445
MODAL +X	3	0.381	0.8298	0.8303
MODAL +X	4	0.213	0.8499	0.8303
MODAL +X	5	0.202	0.8499	0.838
MODAL +X	6	0.153	0.8568	0.8873
MODAL +X	7	0.147	0.8969	0.8895

MODAL +X	8	0.135	0.9468	0.8954
MODAL +X	9	0.124	0.9483	0.8991
MODAL +X	10	0.122	0.9517	0.9466
MODAL +X	11	0.101	0.9519	0.9468

Fuente: Patricia Pilco

En la tabla 68, se muestra que en el bloque 2 las masas acumuladas cumplen en el quinto modo en la dirección X y tanto en la dirección Y, en ambos casos cumplen el 90% de la masa acumulada como indica la norma ecuatoriana de la construcción.

Tabla 66 Masa acumulada bloque 2, modelo 1

Modo	Case		SumUX	SumUY
1	Modal	0.576	0.1765	0.4569
2	Modal	0.562	0.7556	0.6838
3	Modal	0.543	0.8072	0.8034
4	Modal	0.511	0.8249	0.8968
5	Modal	0.5	0.9395	0.92
6	Modal	0.481	0.945	0.9407
7	Modal	0.451	0.9486	0.9755

Fuente: Patricia Pilco

3.1.2.2.3. Comportamiento de la Estructura

Se recomienda comprobar que la estructura en los dos primeros modos de vibración tenga un movimiento traslacional y en el tercer modo de vibración sea torsional. Se calcula el porcentaje de torsión que produce cada modo de vibración para esto la relación entre el giro en Z con el mayor valor de desplazamiento en X o Y, los valores que sean menor al 30% es un comportamiento traslacional, caso contrario es torsional.

En la tabla 69 se muestra que en los dos primeros modos de vibración tienen movimiento traslacional y en el tercer modo de vibración sea torsional, por lo tanto, cumple el parámetro mencionado anteriormente.

Tabla 67 Tipo de comportamiento bloque 1A, modelo 1

Modo	Caso	Periodo	UX	UY	RZ	%	TIPO
		seg					
1	MODAL NM -Y	0.506	0.653	0.278	0.069	11%	TRASLACIONAL
2	MODAL NM -Y	0.483	0.24	0.74	0.019	3%	TRASLACIONAL
3	MODAL NM -Y	0.383	0.14	0.001	0.86	614%	TORSIONAL

Fuente: Patricia Pilco

En la tabla 70 se muestra que en el primer modo de vibración tienen movimiento torsional, en el segundo y tercer modo de vibración son traslacionales, por lo tanto, no cumple el parámetro mencionado anteriormente, es necesario rigidizar a la estructura.

Tabla 68 Tipo de comportamiento bloque 1B, modelo 1

Caso	Modo	Periodo	UX	UY	RZ	%	OBSERVACIÓN
		seg					
MODAL +X	1	0.478	0.076	0.678	0.246	36.28%	TORSIONAL
MODAL +X	2	0.444	0.918	0.08	0.001	0.11%	TRASLACIONAL
MODAL +X	3	0.381	0.013	0.281	0.706	251.25%	TRASLACIONAL

Fuente: Patricia Pilco

En la tabla 71 se muestra los dos primeros modos de vibración tienen movimiento traslacional y en el tercer modo de vibración sea torsional, por lo tanto, cumple el parámetro.

Tabla 69 Tipo de comportamiento bloque 1B, modelo 1

Caso	Modo	Periodo	UX	UY	RZ	%	OBSERVACIÓN
		seg					
Modal	1	0.576	0.219	0.567	0.0214	3.77%	TRASLACIONAL
Modal	2	0.562	0.717	0.283	0	0%	TRASLACIONAL
Modal	3	0.543	0.065	0.152	0.783	525.13	TORSIONAL

Fuente: Patricia Pilco

3.1.2.2.4. Validación del Análisis Dinámico

La norma ecuatoriana de la construcción establece que el valor del cortante dinámico total no debe ser menor al 80% del cortante basal estático para estructuras regulares y

un 85% para estructuras irregulares, caso contrario se realiza un ajuste del corte basal de los resultados obtenidos para validar el análisis dinámico.

Tabla 70 Validación del Análisis Dinámico, modelo 1

Bloque 1A				
SENTIDO X				
	Cortante (Ton)		%	Observación
	estático	Dinámico		
NEC 2015	209.582893	178.860224	85.34	CUMPLE
SENTIDO Y				
	Cortante (Ton)		%	Observación
	estático	Dinámico		
NEC 2015	209.582893	178.663207	85,24	CUMPLE
Bloque 1B				
SENTIDO X				
	Cortante (Ton)		%	Observación
	estático	Dinámico		
NEC 2015	199.9464	170.9368	85.49	CUMPLE
SENTIDO Y				
	Cortante (Ton)		%	Observación
	estático	Dinámico		
NEC 2015	199.9464	169.5826	85.00	CUMPLE
Bloque 2				
SENTIDO X				
	Cortante (Ton)		%	Observación
	estático	Dinámico		
NEC 2015	225.949	192.422	85.16	CUMPLE
SENTIDO Y				
	Cortante (Ton)		%	Observación
	estático	Dinámico		
NEC 2015	225.949027	207.1112	91.66	CUMPLE

Fuente: Patricia Pilco

3.1.2.2.5. Derivas de Piso

La deriva de piso según la NEC-SE-DS indica que la deriva inelástica no debe ser mayor al 0.02 o 2% en estructuras de hormigón armado, estructura metálica y de madera.

Para este análisis se utilizar el máximo valor de la respuesta inelástica en desplazamiento de la estructura. Se debe analizar las derivas estativas y derivas dinámicas para cada dirección. Se utilizará la siguiente expresión para el cálculo de la deriva máxima inelástica Δ_M de cada piso.

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$$

Ec. 34

Δ_M : Deriva máxima inelástica.

Δ_E : desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.

R: Factor de reducción de resistencia.

3.1.2.2.5.1. Derivas por cortante estático.

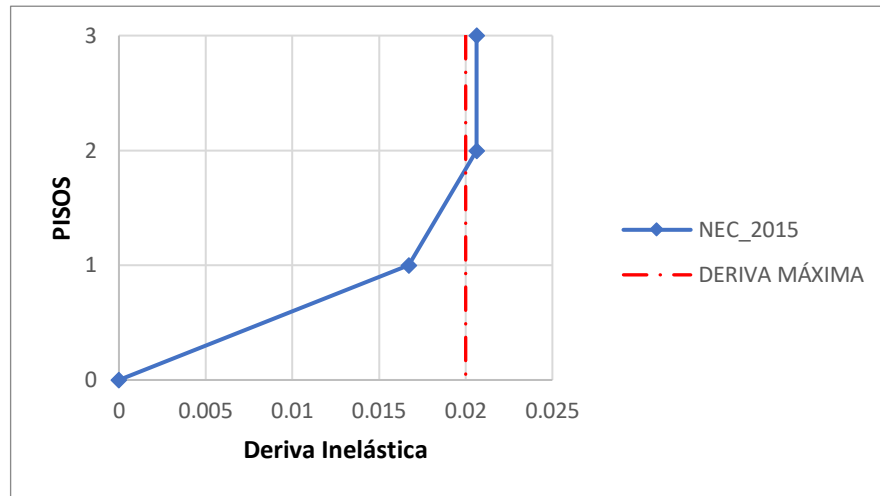
En la siguiente tabla se presentan los valores de las derivas inelásticas del bloque 1 (bloque 1A-bloque 1B) y bloque 2 ocasionadas por el cortante estático para que cumpla el parámetro de las derivas de piso descritas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción deben ser menores al 2% en todos los pisos tanto en la dirección X-Y, caso contrario se deberá realizar un reforzamiento.

Tabla 71 Derivas Inelásticas por cortante estático Bloque 1A, modelo 1

ESTÁTICA				
SENTIDO X				
PISO	CARGA	Δ_E	Δ_M	OBSERVACION
3	SX	0.003438	0.020628	NO CUMPLE
2	SX	0.003438	0.020628	NO CUMPLE
1	SX	0.002787	0.016722	CUMPLE
SENTIDO Y				
PISO	CARGA	Δ_E	Δ_M	OBSERVACION
3	SY	0.003379	0.020274	NO CUMPLE
2	SY	0.003379	0.020274	NO CUMPLE
1	SY	0.002422	0.014532	CUMPLE

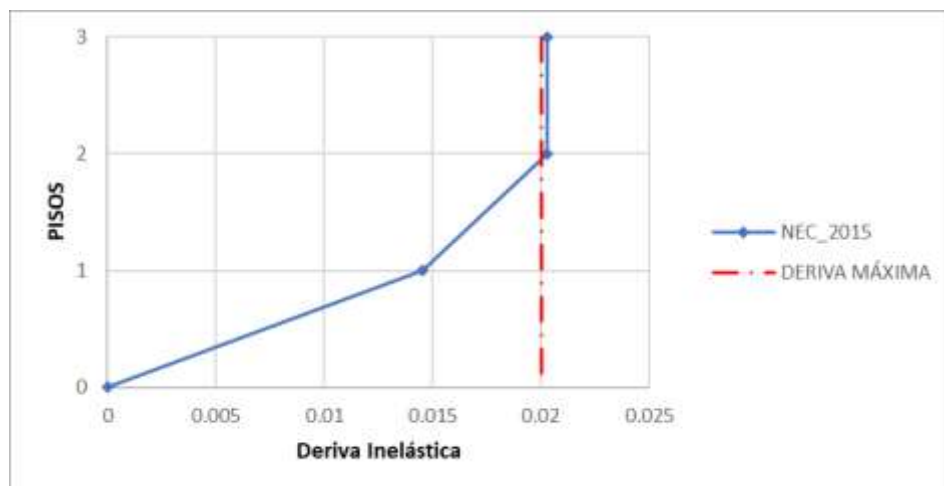
Fuente: Patricia Pilco

Figura 48 Derivas Inelásticas por cortante estático - Dirección X, Bloque 1A



Fuente: Patricia Pilco

Figura 49 Derivas Inelásticas por cortante estático - Dirección Y, Bloque 1A



Fuente: Patricia Pilco

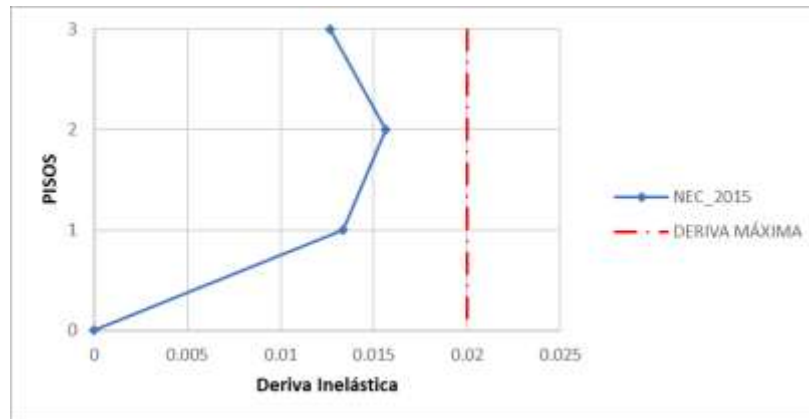
En el bloque 1A el parámetro de las derivas de piso sobrepasa el 2% establecido por la NEC, siendo así la estructura tiene un comportamiento vulnerable, que debe ser rigidizada.

Tabla 72 Derivas Inelásticas por cortante estático Bloque 1B, modelo 1

ESTÁTICA				
SENTIDO X				
PISO	CARGA	Δ_E	Δ_M	OBSERVACION
3	SX	0.002109	0.012654	CUMPLE
2	SX	0.002605	0.01563	CUMPLE
1	SX	0.002225	0.01335	CUMPLE
SENTIDO Y				
PISO	CARGA	Δ_E	Δ_M	OBSERVACION
3	SY	0.00155	0.0093	CUMPLE
2	SY	0.002988	0.017928	CUMPLE
1	SY	0.002709	0.016254	CUMPLE

Fuente: Patricia Pilco

Figura 50 Derivas Inelásticas por cortante estático - Dirección X, Bloque 1B



Fuente: Patricia Pilco

Figura 51 Derivas Inelásticas por cortante estático - Dirección Y, Bloque 1B



Fuente: Patricia Pilco

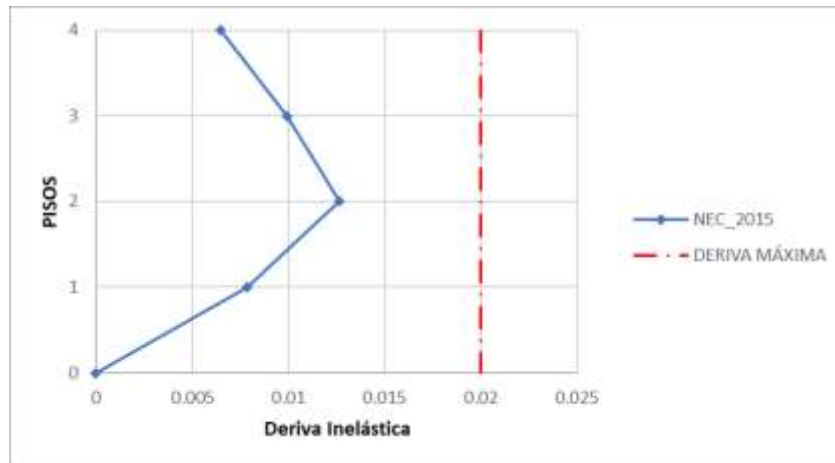
En el bloque 1B el parámetro de las derivas de piso son valores menores al 2% establecido por la NEC, por lo tanto, da por cumplido el chequeo de derivas de piso.

Tabla 73 Derivas Inelásticas por cortante estático- Bloque 2, modelo 1

ESTATICA				
SENTIDO X				
PISO	CARGA	Δ_E	Δ_M	OBSERVACION
4	SX	0.001075	0.00645	CUMPLE
3	SX	0.001653	0.009918	CUMPLE
2	SX	0.002108	0.012648	CUMPLE
1	SX	0.001306	0.007836	CUMPLE
SENTIDO Y				
PISO	CARGA	Δ_E	Δ_M	OBSERVACION
4	SY	0.001516	0.009096	CUMPLE
3	SY	0.002031	0.012186	CUMPLE
2	SY	0.00252	0.01512	CUMPLE
1	SY	0.00143	0.00858	CUMPLE

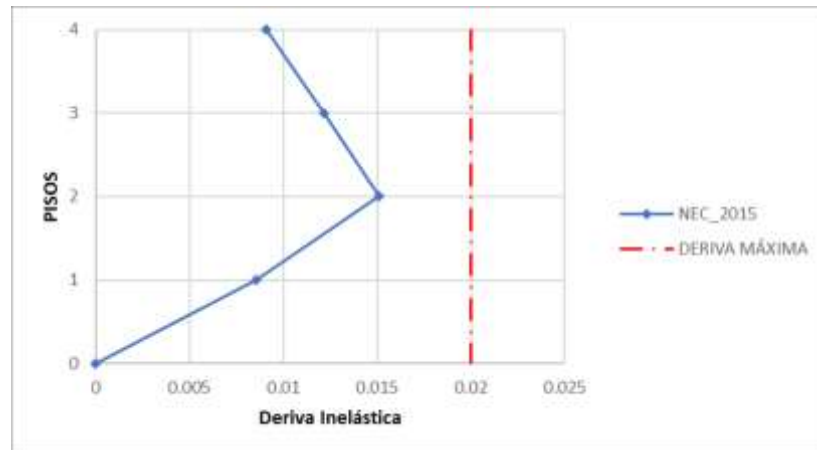
Fuente: Patricia Pilco

Figura 52 Derivas Inelásticas por cortante estático - Dirección X, Bloque 2



Fuente: Patricia Pilco

Figura 53 Derivas Inelásticas por cortante estático - Dirección Y, Bloque 2



Fuente: Patricia Pilco

En el bloque 2 el parámetro de las derivas de piso son valores menores al 2% establecido por la NEC, por lo tanto, da por cumplido el chequeo de derivas de piso.

3.1.2.2.5.2. Derivas por cortante dinámico.

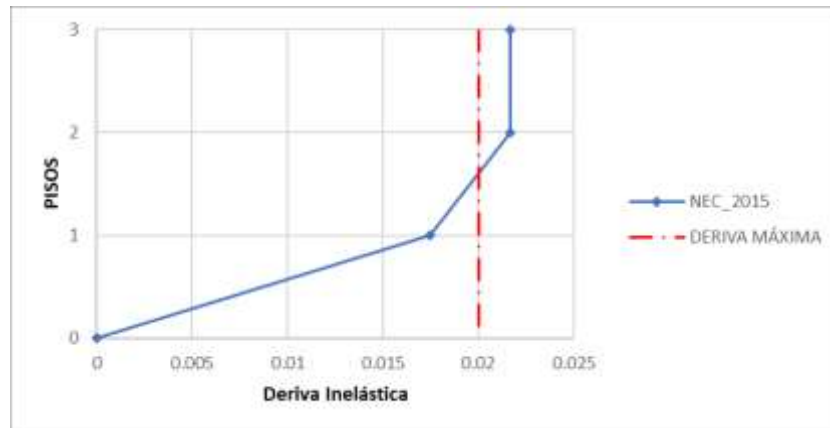
En la siguiente tabla se presentan los valores de las derivas inelásticas del bloque 1 (bloque 1A-bloque 1B) y bloque 2 ocasionadas por el cortante dinámico para que cumpla el parámetro de las derivas de piso descritas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción deben ser menores al 2% en todos los pisos tanto en la dirección X-Y, caso contrario se deberá realizar un reforzamiento.

Tabla 74 Derivas Inelásticas por cortante dinámico Bloque 1A, modelo 1

DINÁMICA				
SENTIDO X				
PISO	CARGA	Δ_E	Δ_M	OBSERVACION
3	ESPEC X	0.003611	0.021666	NO CUMPLE
2	ESPEC X	0.003611	0.021666	NO CUMPLE
1	ESPEC X	0.00291	0.01746	CUMPLE
SENTIDO Y				
PISO	CARGA	Δ_E	Δ_M	OBSERVACION
3	ESPC Y	0.00304	0.01824	CUMPLE
2	ESPC Y	0.00304	0.01824	CUMPLE
1	ESPC Y	0.00216	0.01296	CUMPLE

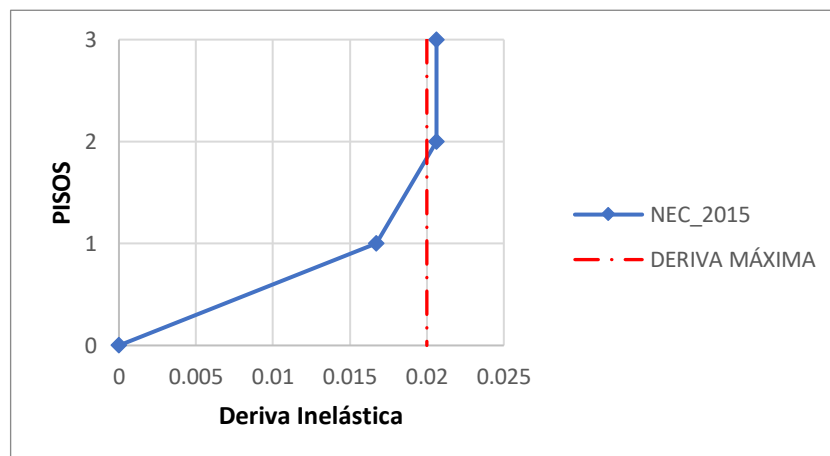
Fuente: Patricia Pilco

Figura 54 Derivas Inelásticas por cortante dinámico - Dirección X, Bloque 1A



Fuente: Patricia Pilco

Figura 55 Derivas Inelásticas por cortante dinámico - Dirección Y, Bloque 1A



Fuente: Patricia Pilco

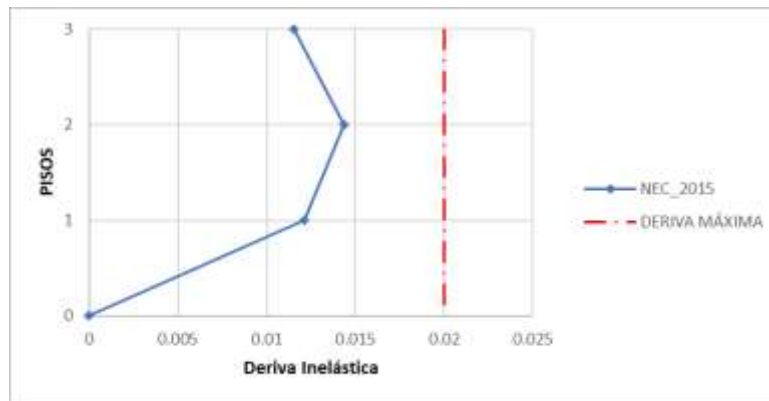
En el bloque 1A el parámetro de las derivas de piso son valores que pasan el límite del 2% establecido por la NEC, por lo tanto, no cumple el parámetro de derivas de piso y es necesario rigidizar a la estructura.

Tabla 75 Derivas Inelásticas por cortante dinámico Bloque 1B, modelo 1

DINÁMICA				
SENTIDO X				
PISO	CARGA	Δ_E	Δ_M	OBSERVACION
3	ESPEC X	0.001923	0.011538	CUMPLE
2	ESPEC X	0.002396	0.014376	CUMPLE
1	ESPEC X	0.002023	0.012138	CUMPLE
SENTIDO Y				
PISO	CARGA	Δ_E	Δ_M	OBSERVACION
3	ESPC Y	0.001605	0.00963	CUMPLE
2	ESPC Y	0.003498	0.020988	NO CUMPLE
1	ESPC Y	0.003172	0.019032	CUMPLE

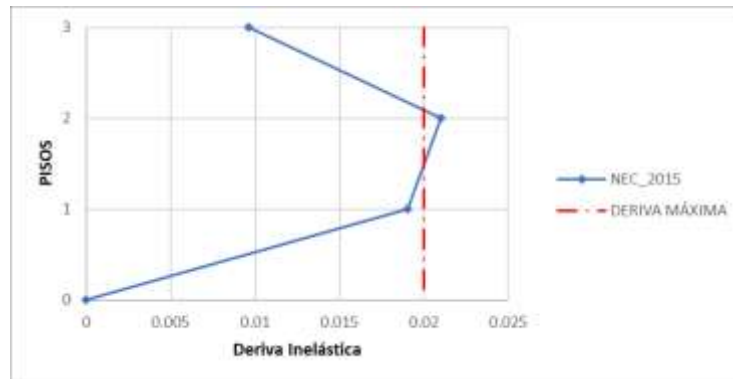
Fuente: Patricia Pilco

Figura 56 Derivas Inelásticas por cortante dinámico - Dirección X, Bloque 1B



Fuente: Patricia Pilco

Figura 57 Derivas Inelásticas por cortante dinámico - Dirección Y, Bloque 1B



Fuente: Patricia Pilco

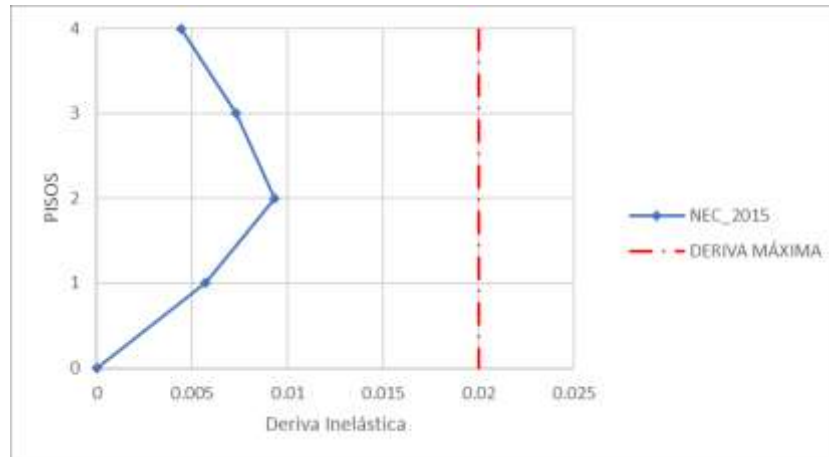
En el bloque 1B el parámetro de las derivas de piso en dirección Y de la masa desplazada pasan el límite del 2% establecido por la NEC, por lo tanto, no cumple el parámetro de derivas de piso y es necesario rigidizar a la estructura.

Tabla 76 Derivas Inelásticas por cortante dinámico Bloque 2, modelo 1

DINÁMICA				
SENTIDO X				
PISO	CARGA	Δ_E	Δ_M	OBSERVACION
4	ESPEC X	0.000739	0.004434	CUMPLE
3	ESPEC X	0.001219	0.007314	CUMPLE
2	ESPEC X	0.001552	0.009312	CUMPLE
1	ESPEC X	0.000952	0.005712	CUMPLE
SENTIDO Y				
PISO	CARGA	Δ_E	Δ_M	OBSERVACION
4	ESPC Y	0.001129	0.006774	CUMPLE
3	ESPC Y	0.001693	0.010158	CUMPLE
2	ESPC Y	0.002069	0.012414	CUMPLE
1	ESPC Y	0.001149	0.006894	CUMPLE

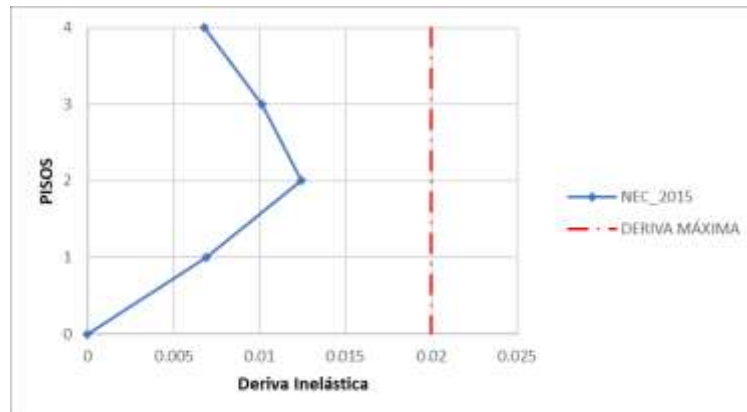
Fuente: Patricia Pilco

Figura 58 Derivas Inelásticas por cortante dinámico - Dirección X, Bloque 2



Fuente: Patricia Pilco

Figura 59 Derivas Inelásticas por cortante dinámico - Dirección Y, Bloque 2



Fuente: Patricia Pilco

En el bloque 2 el parámetro de las derivas de piso son valores menores al 2% establecido por la NEC, por lo tanto, cumple el parámetro de derivas de piso y es necesario rigidizar a la estructura.

3.1.2.2.6. Chequeo de elementos estructurales

Después del análisis lineal, se procede a determinar el comportamiento de las columnas y vigas de acuerdo con los parámetros mencionados en la NEC-2015. Tanto para columnas, vigas se realizó la obtención de la cantidad de acero de acuerdo con las dimensiones obtenidas en los planos arquitectónicos y de la inspección de las estructuras, mismos valores que fueron realizados bajo la normativa ecuatoriana. Los valores de los elementos estructurales se encuentran anexados.

Las Combinaciones usadas 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:

L: Carga viva.

D: Carga Muerta.

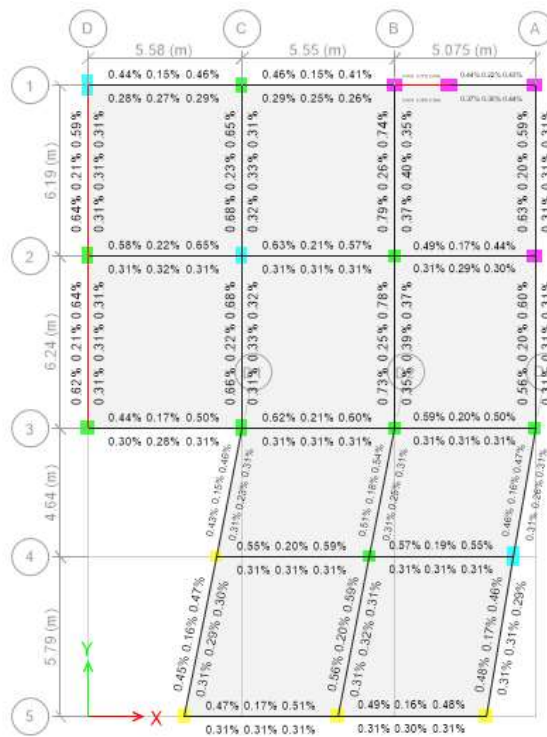
E: Carga sísmica.

Figura 60 Cuantía de acero de vigas y columnas-Bloque 1A, eje 3



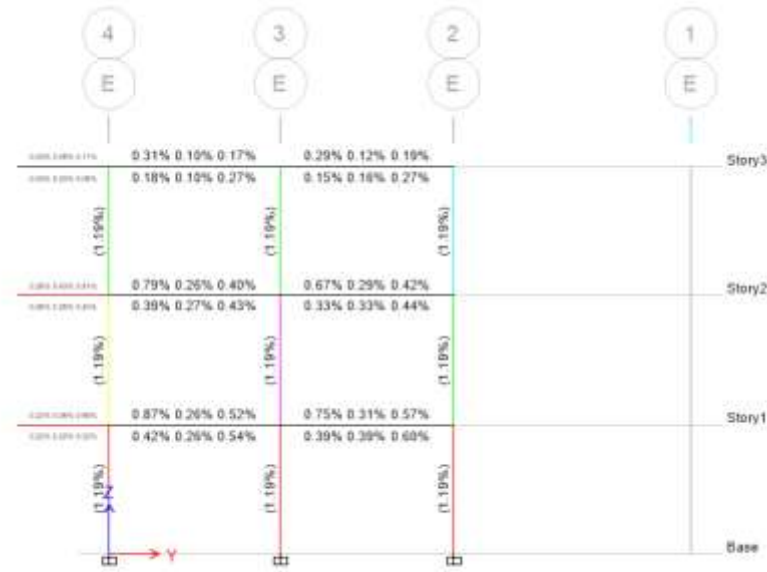
Fuente: ETABS 2018

Figura 61 Cuantía de acero de vigas- Bloque 1A, Planta segundo piso



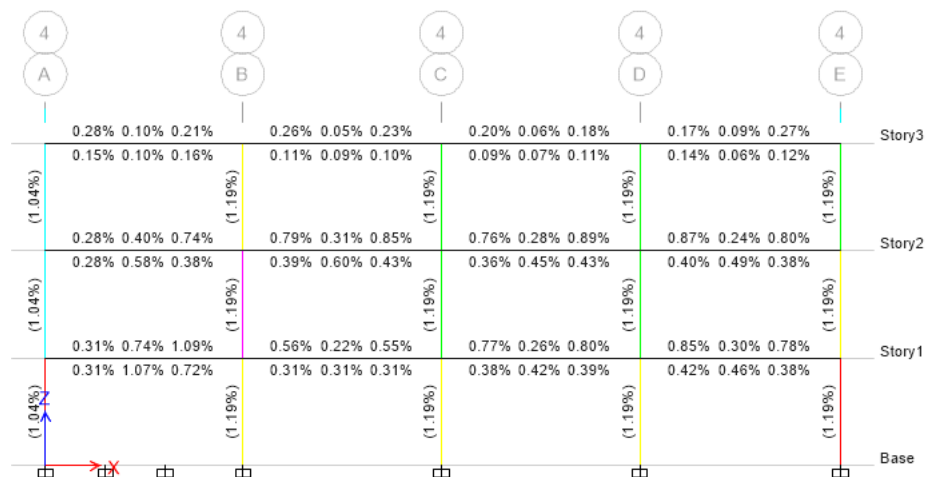
Fuente: ETABS 2018

Figura 62 Cuantía de acero de vigas y columnas-Bloque 1B, eje E



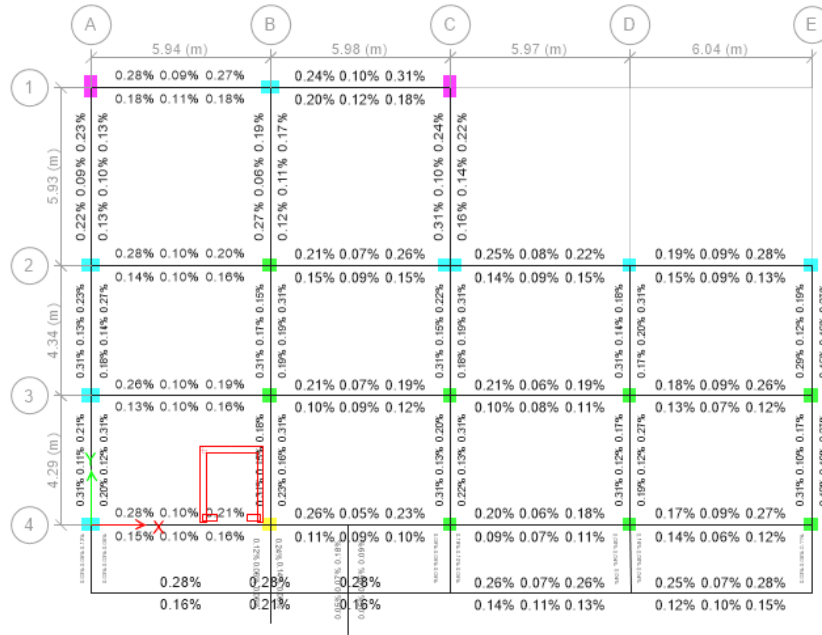
Fuente: ETABS 2018

Figura 63 Cuantía de acero de vigas y columnas-Bloque 1B, eje 4



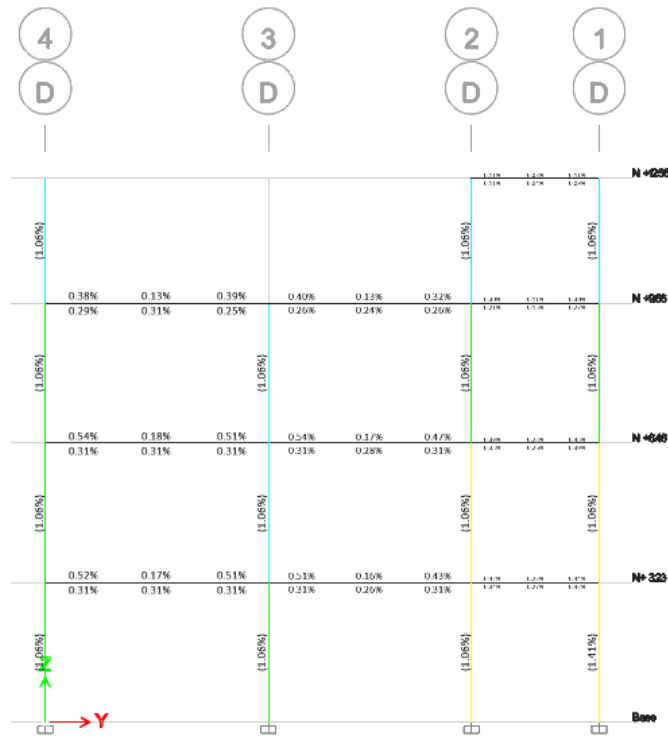
Fuente: ETABS 2018

Figura 64 Cuantía de acero de vigas- Bloque 1B, Planta segundo piso



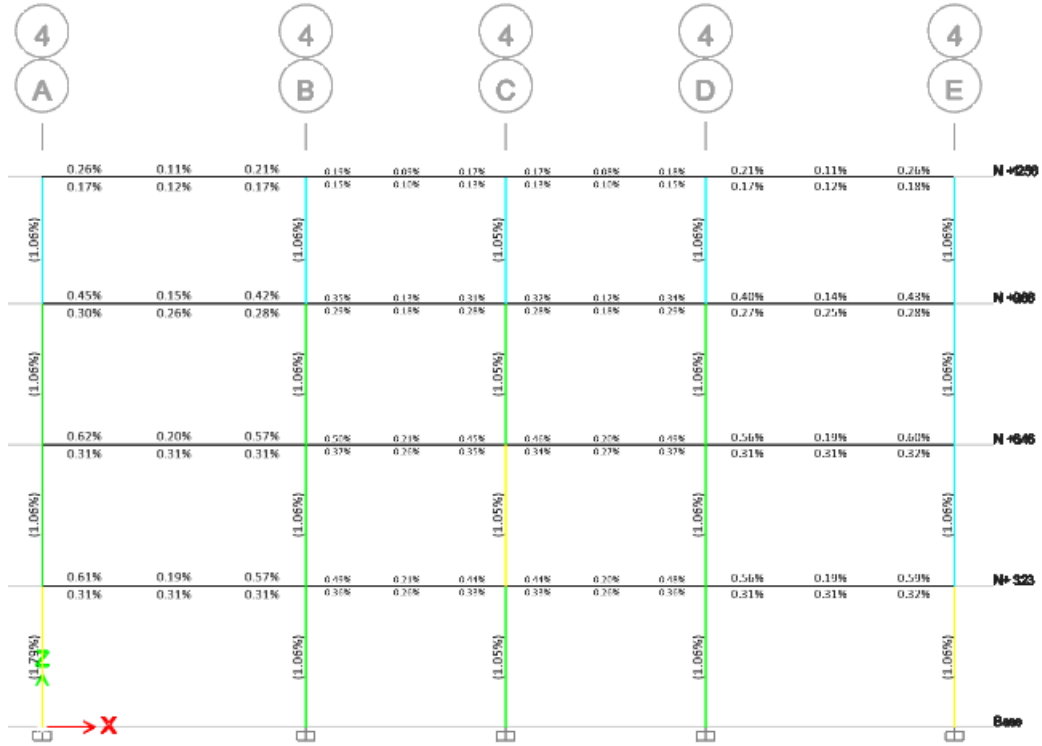
Fuente: ETABS 2018

Figura 65 Cuantía de acero de vigas y columnas Bloque 2



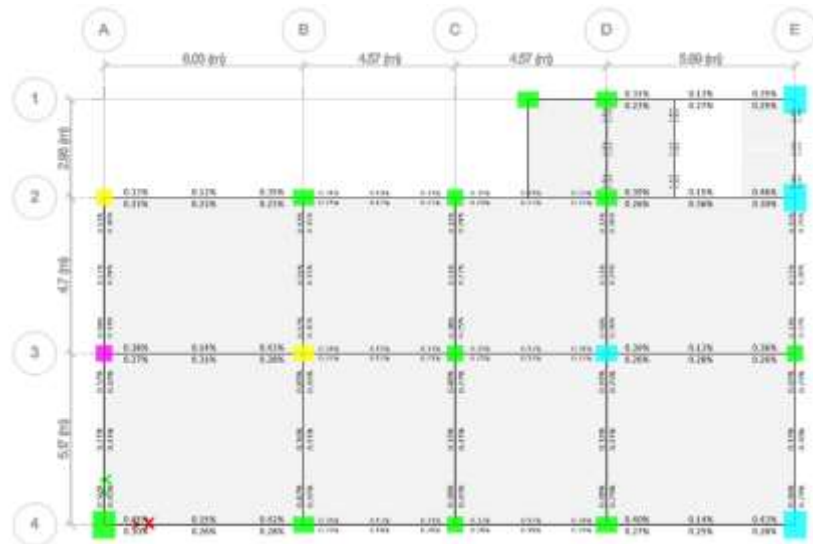
Fuente: ETABS 2018

Figura 66 Cuantía de acero de vigas y columnas Bloque 2



Fuente: ETABS 2018

Figura 67 Cuantía de acero de vigas y columnas Bloque 2



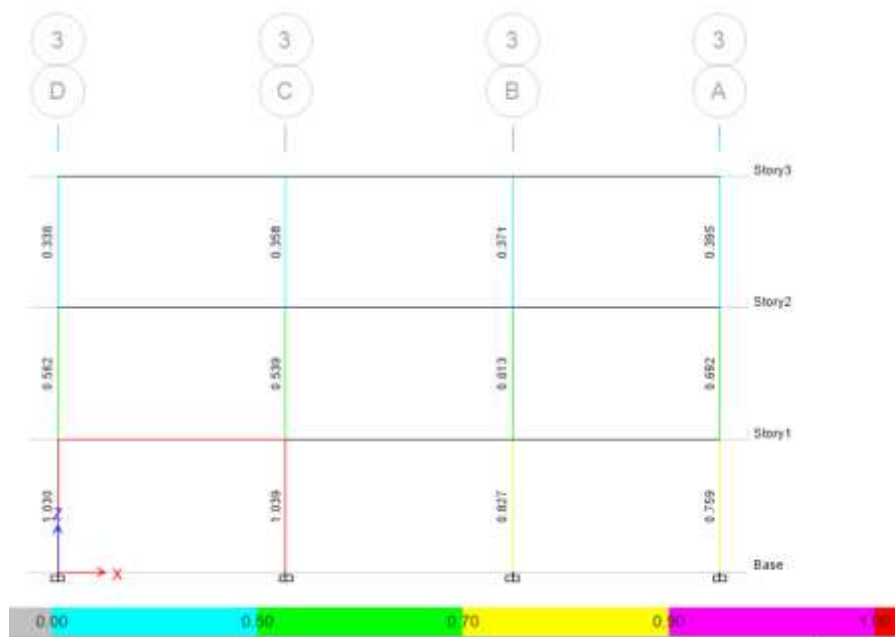
Fuente: ETABS 2018

Se observa en las figuras 60 y 61 resultados pertenecientes al bloque 1, en las figuras 62,63 y 64 resultados del bloque 1B, los elementos estructurales no cumplen con un diseño optimo. Por lo tanto, las edificaciones necesitan un método de reforzamiento y en el bloque 2 como se muestra en las figuras 65, 66 y 67 se obtiene resultados de las cuantías en vigas son menores al 1.25% y en las columnas se encuentran en el rango de 1% a 3%, por lo tanto cumple con la normativa.

3.1.2.2.7. Demanda /capacidad de las columnas

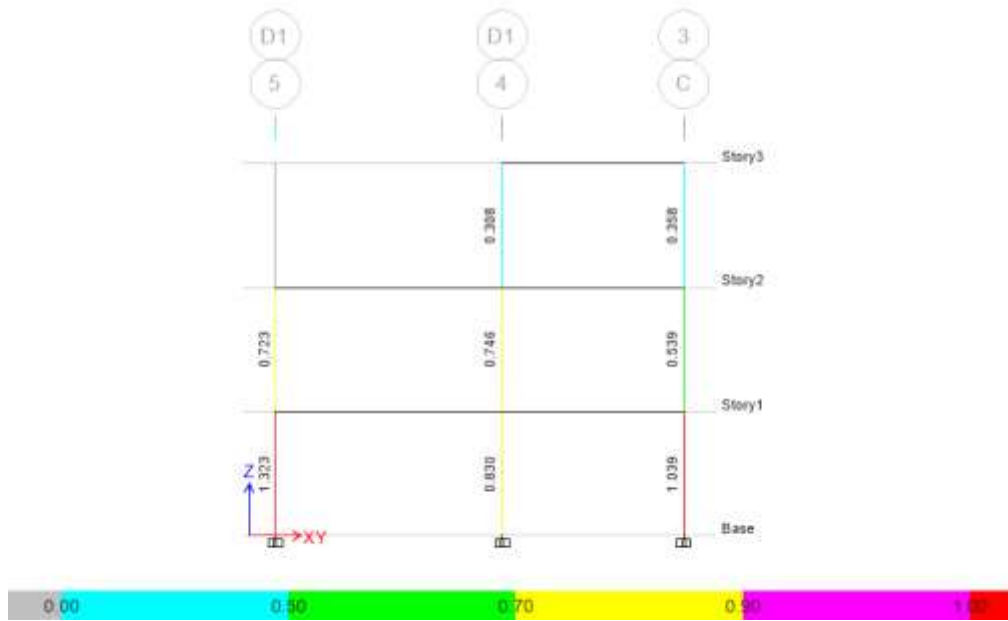
Las edificaciones analizadas a continuación en las figuras 68-71 perteneciente al bloque 1A – 1B, presentan valores que muestran que las columnas no cumplen con la demanda de carga de la estructura es decir la relación de capacidad supera el límite permitido, excepto en el bloque 2 que cumple la demanda de carga mostrada en las figuras 72 y 73.

Figura 68 Demanda / Capacidad Eje 3 Bloque 1A



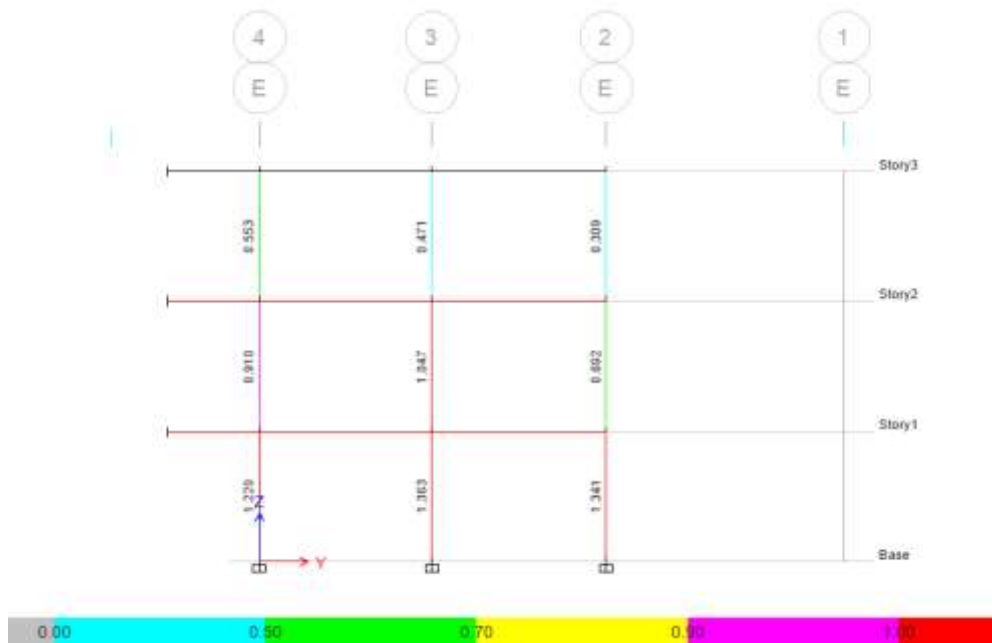
Fuente: ETABS 2018

Figura 69 Demanda / Capacidad Eje D1, bloque 1A



Fuente: ETABS 2018

Figura 70 Demanda / Capacidad Eje E Bloque 1B



Fuente: ETABS 2018

Figura 71 Demanda / Capacidad Eje 4 Bloque 1B

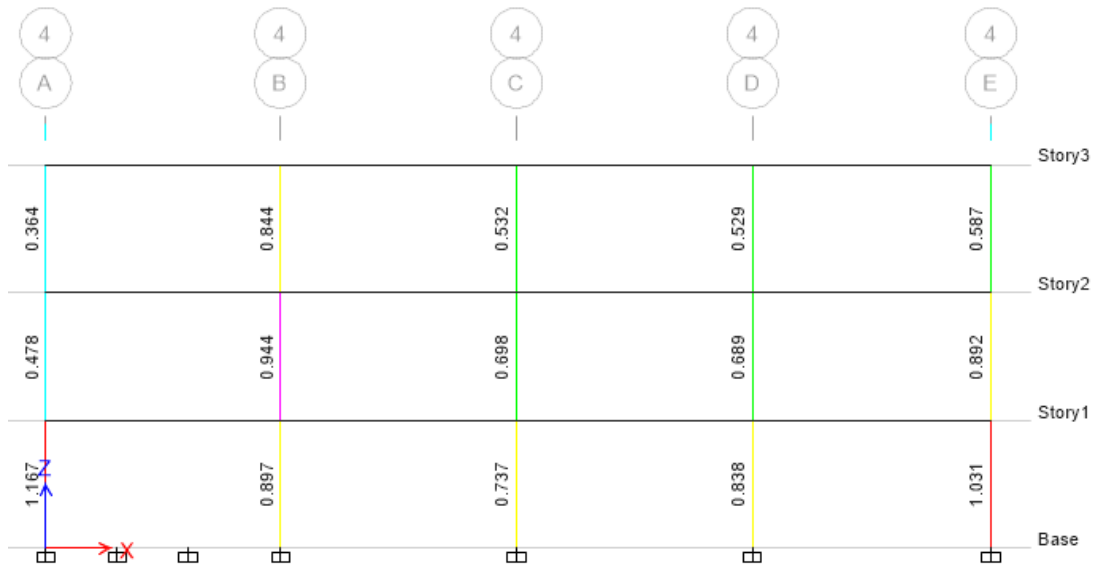
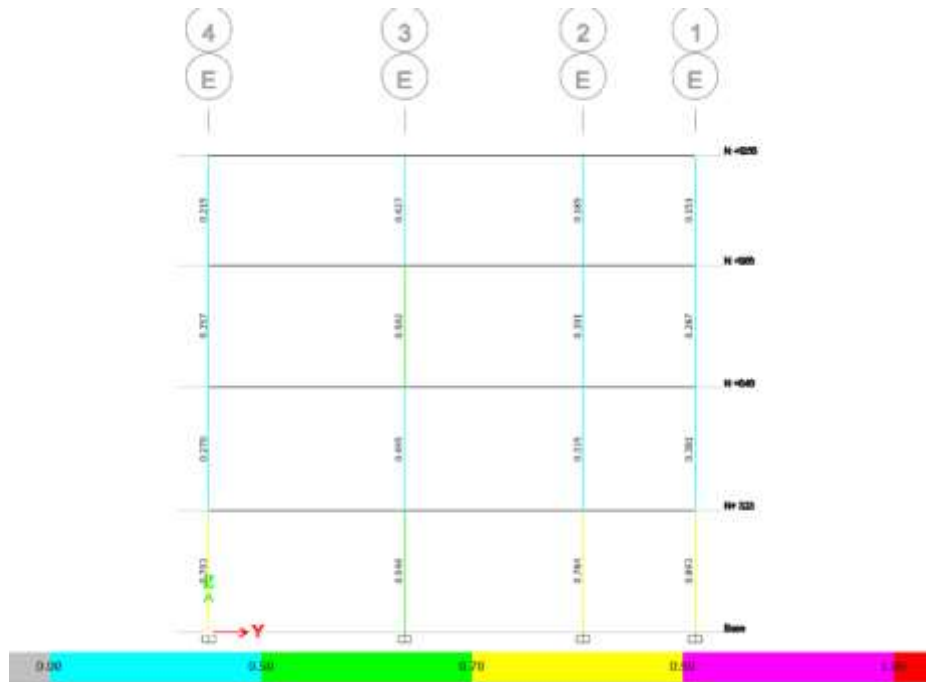


Figura 72 Demanda / Capacidad Eje 3, Bloque 2



Fuente: ETABS 2018

Figura 73 Demanda / Capacidad Eje E, Bloque 2



Fuente: ETABS 2018

3.1.2.3. Reforzamiento de la estructura de concreto

En el presente trabajo el bloque 1 de la facultad de Jurisprudencia y Ciencias Sociales es necesario la intervencion o rehabilitacion estructural ya sea la reparaci3n o reforzamiento ya que es un componente principal para dar mejoramiento al desempe1o sismico de edificaciones vulnerables siendo una situaci3n de importancia para la mitigaci3n de los efectos de los sismos. El reforzamiento es la acci3n para incrementar la resistencia y/o ductilidad de la edificaci3n o sus elementos estructurales, dando asi estabilidad estructural. [33]

Existen dos fases para la intervenci3n s3smica en casos de edificaciones existentes:

- Reparaci3n y reforzamiento de edificios da1ados por movimientos s3smicos.
- Reparaci3n y reforzamiento de edificios vulnerables que a1n no han experimentado sismos severos.

3.1.2.3.1. Refuerzo mediante cruces de san Andrés

El arriostramiento de diagonales en forma de cruz se encuentra en el grupo de arriostramientos concéntricos en la norma AISC 341-10 que permite transmitir y repartir de mejor manera las fuerzas laterales a los que están sometidos los elementos verticales. Este sistema debe resistir los efectos horizontales en su plano en cada piso de la construcción y garantizar el descenso de las cargas dinámicas hacia la cimentación. [34]

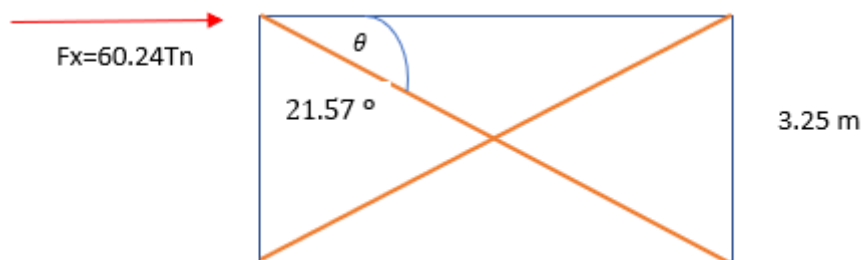
Parámetros que intervienen en la capacidad de respuesta histórica de las Cruces de San Andrés:

- Relación de esbeltez (λ)
- Condición de fijación en los extremos
- La forma de la sección (A, I)

Dimensionamiento de Cruz de San Andrés

Para el dimensionamiento se basa en la norma AISC 341-10, se tomará la fuerza horizontal que actúa en el pórtico (cortante basal), datos obtenidos del software ETABS 2018, y de acuerdo con el ángulo que están ubicadas las cruces de San Andrés se calcula la fuerza resultante que actúa directamente en dicho elemento, como se indica en la figura 74.

Figura 74 Representación gráfica del Modelo para el dimensionamiento



Fuente: Patricia Pilco

$$P = \frac{F_x}{\cos \theta} * f_a$$

Ec. 35

$$P = \frac{60.24}{\cos(27.51)} * 50\%$$

$$P = 33.96 \text{ Tn}$$

Donde:

Fx: Fuerza horizontal o cortante basal de piso (ton)

θ : ángulo formado entre la viga y la cruz de San Andrés (°)

P: fuerza que actúa directamente en la cruz de San Andrés (ton)

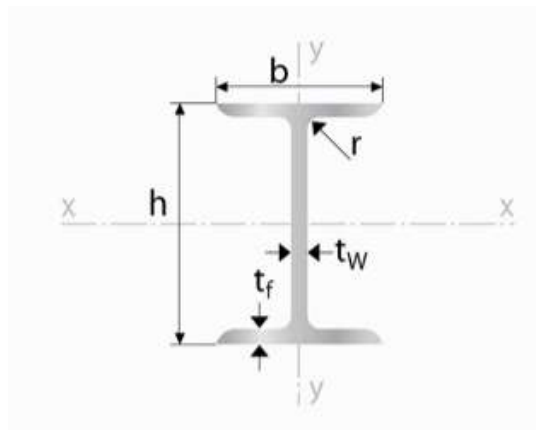
fa: factor que indica cuanto porcentaje debe absorber de la fuerza horizontal

Al existir dos cruces se procede a dividir el resultado para dos del valor calculado anteriormente:

$$Pu = \frac{33.96}{2} = 16.98 \text{ tn} = 37.43 \text{ klb}$$

Tomaremos del catálogo DIPAC de Manta el perfil IPN 300 a continuación las especificaciones:

Figura 75 Modelo del Perfil de reforzamiento



Fuente: DIPAC- Manta

Tabla 77 Especificaciones Generales del Perfil de reforzamiento

designación	dimensiones							área	peso	Propiedades Elásticas						módulo plástico		módulo de torsión
	altura		ala		distancias					eje y-y			eje x-x			Zx	Zy	Jt
	h	s	b	t	r1	r2	d			lx	Sx	rx	ly	Sy	ry	Zx	Zy	Jt
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm			cm4	cm3	cm	cm4	cm3	cm	cm3	cm3	cm4
IPN300	300.00	10.80	125.00	16.20	10.80	6.50	241.00	69.00	54.20	9800.00	653.00	11.90	451.00	72.20	2.56	762.00	121.00	56.80

Fuente: DIPAC- Manta

$$\frac{KL}{r} = \frac{0.65 * 276.99 \text{ pulg}}{0.91 \text{ pulg}} = 197.85$$

Donde:

K: Factor de longitud efectiva 0.65 basado en la condición de apoyo empotrado - empotrado

L: longitud de la cruz de san Andrés (Pulg)

r: radio de giro (pulg)

El valor de $\phi_c * F_{cr}$, tomado de la tabla 3-36 del código AISC

$$\phi_c * F_{cr} = 5.44 \text{ ksi}$$

$$P_{cr} = \phi_c * F_{cr} * A = 44.94 \text{ klb}$$

$$P_{cr} > P_u \text{ Cumple}$$

Donde:

ϕ_c : factor de reducción por elementos a compresión

F_{cr}: esfuerzo critico al pandeo (ksi)

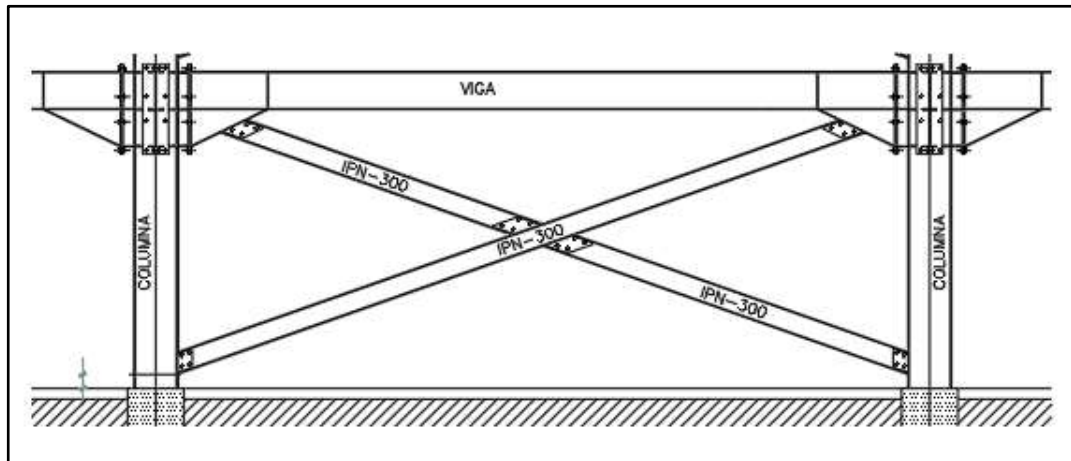
A: área del perfil (pulg²)

P_{cr}: carga critica al (pandeo klb)

Ubicación de las Cruces de San Andrés

Este tipo de reforzamiento tiene el concepto de impedir la torsión en planta así disminuyendo la excentricidad que existe entre los centros de masa y centro de rigidez, teniendo en cuenta que solo se puede colocar perimetralmente a la edificación.

Figura 76 Detalle de las cruces de san Andrés

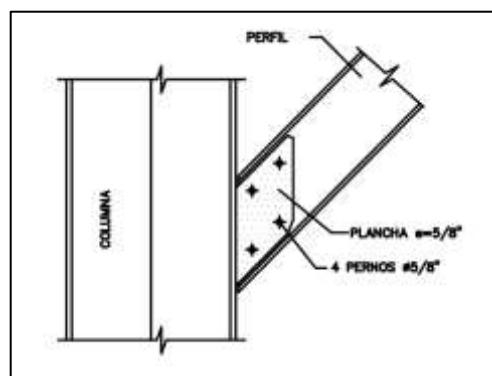


Fuente: Patricia Pilco

Unión diagonal de la estructura

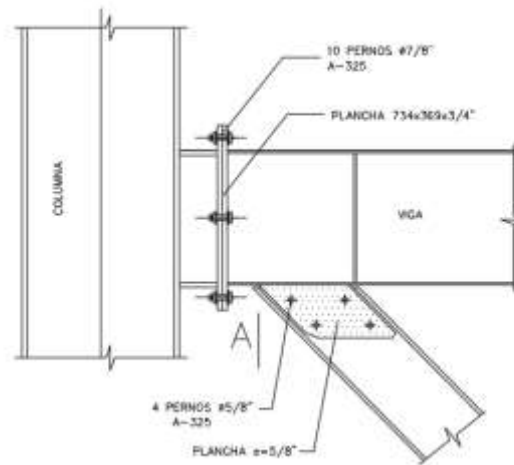
Para este tipo de arriostramiento que sirve para aumentar la rigidez de la estructura para así evitar desplazamientos de esta. También se toma en cuenta la unión de las diagonales en los elementos de viga y columna, por lo cual se utiliza una placa que será emperrada a dichos elementos.

Figura 77 Detalle de unión diagonal de la estructura



Fuente: Patricia Pilco

Figura 78 Detalle de la unión de las cruces de San Andrés viga-columna



Fuente: Patricia Pilco

3.1.2.4. Análisis de resultados del modelo 2

Las estructuras del bloque 1 se coloca cruces de San Andrés sin alterar la funcionalidad arquitectónica, manteniendo las secciones de los elementos estructurales con el fin de rigidizar a la estructura y cumplir con los requisitos descritos por la Norma Ecuatoriana de la construcción. A excepción del bloque 2 que no es necesario colocar ningún reforzamiento.

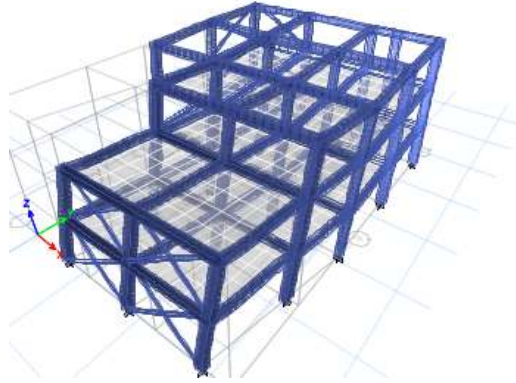
3.1.2.4.1. Periodo de vibración del modelo 2

El periodo de vibración fundamental no puede ser mayor a 1.3 veces el periodo calculado, como se indicó en el análisis del modelo 1.

En la tabla 80, presenta un periodo de vibración de la estructura del bloque 1A de 0.383 seg. con la masa desplazada en la dirección +X, cuyo valor no excede en un 30% del periodo de vibración calculado, por lo tanto, los futuros chequeos realizaremos con el caso **Modal +X**.

Figura 79 Periodo de vibración Modal -Y del Bloque 1A , modelo2

de Shape (MODAL NM -Y) - Mode 1 - Period 0.376916777349612



Fuente: ETABS 2018

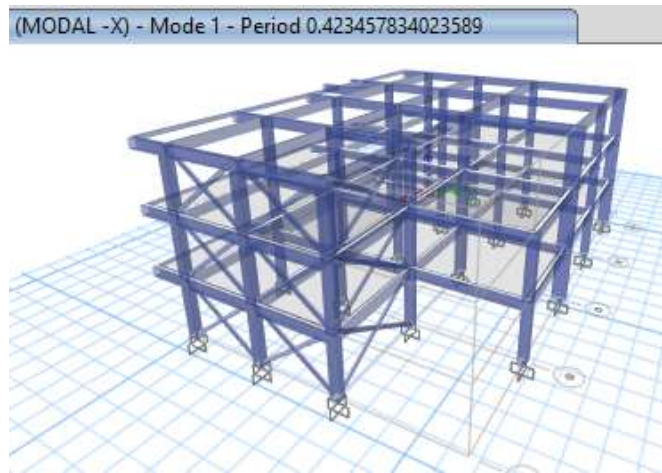
Tabla 78 Período fundamental método 2-bloque 1A ,modelo2

Mode	Case	Period	Case	Period	Case	Period	Case	Period	Case	Period
		sec		sec		sec		sec		sec
1	Modal	0.376	MODAL NM +X	0.383	MODAL NM -X	0.374	MODAL NM +Y	0.379	MODAL NM -Y	0.377
2	Modal	0.308	MODAL NM +X	0.362	MODAL NM -X	0.362	MODAL NM +Y	0.362	MODAL NM -Y	0.362
3	Modal	0.28	MODAL NM +X	0.28	MODAL NM -X	0.282	MODAL NM +Y	0.287	MODAL NM -Y	0.276
4	Modal	0.218	MODAL NM +X	0.239	MODAL NM -X	0.239	MODAL NM +Y	0.239	MODAL NM -Y	0.239
5	Modal	0.218	MODAL NM +X	0.221	MODAL NM -X	0.221	MODAL NM +Y	0.221	MODAL NM -Y	0.221
6	Modal	0.186	MODAL NM +X	0.213	MODAL NM -X	0.213	MODAL NM +Y	0.213	MODAL NM -Y	0.213
7	Modal	0.186	MODAL NM +X	0.201	MODAL NM -X	0.201	MODAL NM +Y	0.201	MODAL NM -Y	0.201
8	Modal	0.173	MODAL NM +X	0.188	MODAL NM -X	0.188	MODAL NM +Y	0.188	MODAL NM -Y	0.188
9	Modal	0.12	MODAL NM +X	0.172	MODAL NM -X	0.175	MODAL NM +Y	0.17	MODAL NM -Y	0.177
10	Modal	0.104	MODAL NM +X	0.124	MODAL NM -X	0.116	MODAL NM +Y	0.119	MODAL NM -Y	0.122
11	Modal	0.084	MODAL NM +X	0.104	MODAL NM -X	0.104	MODAL NM +Y	0.103	MODAL NM -Y	0.105
12	Modal	0.081	MODAL NM +X	0.081	MODAL NM -X	0.081	MODAL NM +Y	0.082	MODAL NM -Y	0.08
13	Modal	0.07	MODAL NM +X	0.07	MODAL NM -X	0.07	MODAL NM +Y	0.07	MODAL NM -Y	0.07
14	Modal	0.062	MODAL NM +X	0.061	MODAL NM -X	0.062	MODAL NM +Y	0.061	MODAL NM -Y	0.064
15	Modal	0.047	MODAL NM +X	0.047	MODAL NM -X	0.051	MODAL NM +Y	0.049	MODAL NM -Y	0.047

Fuente: Patricia Pilco

En la tabla 81, presenta un periodo de vibración del bloque 1B de 0.423 seg. con la masa desplazada en la dirección -X, cuyo valor no excede en un 30% del periodo de vibración calculado, por lo tanto, los futuros chequeos realizaremos con el caso **Modal -X**.

Figura 80 Periodo de vibración Modal -X del Bloque 1B



Fuente: ETABS 2018

Tabla 79 Período fundamental método 2-bloque 1B.

Modo	Caso	Periodo	Caso	Periodo	Caso	Periodo	Caso	Periodo	Caso	Periodo
		seg		seg		seg		seg		seg
1	Modal	0.411	MODAL +X	0.401	MODAL -X	0.423	MODAL +Y	0.412	MODAL -Y	0.412
2	Modal	0.349	MODAL +X	0.348	MODAL -X	0.35	MODAL +Y	0.349	MODAL -Y	0.349
3	Modal	0.227	MODAL +X	0.227	MODAL -X	0.229	MODAL +Y	0.228	MODAL -Y	0.226
4	Modal	0.218	MODAL +X	0.217	MODAL -X	0.215	MODAL +Y	0.219	MODAL -Y	0.217
5	Modal	0.213	MODAL +X	0.213	MODAL -X	0.213	MODAL +Y	0.213	MODAL -Y	0.212
6	Modal	0.202	MODAL +X	0.202	MODAL -X	0.202	MODAL +Y	0.202	MODAL -Y	0.202
7	Modal	0.168	MODAL +X	0.181	MODAL -X	0.156	MODAL +Y	0.16	MODAL -Y	0.173
8	Modal	0.141	MODAL +X	0.141	MODAL -X	0.14	MODAL +Y	0.137	MODAL -Y	0.149
9	Modal	0.135	MODAL +X	0.135	MODAL -X	0.134	MODAL +Y	0.129	MODAL -Y	0.136
10	Modal	0.125	MODAL +X	0.127	MODAL -X	0.126	MODAL +Y	0.125	MODAL -Y	0.125
11	Modal	0.107	MODAL +X	0.106	MODAL -X	0.107	MODAL +Y	0.108	MODAL -Y	0.106
12	Modal	0.099	MODAL +X	0.099	MODAL -X	0.099	MODAL +Y	0.099	MODAL -Y	0.099
13	Modal	0.089	MODAL +X	0.089	MODAL -X	0.089	MODAL +Y	0.085	MODAL -Y	0.093
14	Modal	0.085	MODAL +X	0.084	MODAL -X	0.086	MODAL +Y	0.083	MODAL -Y	0.085
15	Modal	0.049	MODAL +X	0.049	MODAL -X	0.049	MODAL +Y	0.049	MODAL -Y	0.049

Fuente: Patricia Pilco

Tabla 80 Resumen del periodo fundamental del Bloque 1A – 1B

	BLOQUE 1A	BLOQUE 1B
Ta(s)	0.4247	0.4247
1.3*Ta	0.552	0.552
T(modal)	0.383	0.423
	Cumple	Cumple

Fuente: Patricia Pilco

3.1.2.4.2. Masa Acumulada

La norma ecuatoriana de la construcción NEC-SE-DS- Peligro Sísmico menciona que para un análisis dinámico que todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas. [17]

En la tabla 83, se muestra que en el bloque 1A las masas acumuladas cumplen en el onceavo modo en la dirección X y décimo modo en la dirección Y, en ambos casos cumplen el 90% de la masa acumulada

Tabla 81 Masa acumulada-bloque 1A, modelo 2

Caso	Modo	Periodo	SumUX	SumUY
		seg		
MODAL NM +X	1	0.383	0.0297	0.804
MODAL NM +X	2	0.362	0.0302	0.8043
MODAL NM +X	3	0.28	0.8178	0.8507
MODAL NM +X	4	0.239	0.8185	0.8507
MODAL NM +X	5	0.221	0.8195	0.8507
MODAL NM +X	6	0.213	0.8195	0.8508
MODAL NM +X	7	0.201	0.8196	0.8508
MODAL NM +X	8	0.188	0.8201	0.8508
MODAL NM +X	9	0.172	0.8901	0.8735
MODAL NM +X	10	0.124	0.8956	0.9577
MODAL NM +X	11	0.104	0.9654	0.9751
MODAL NM +X	12	0.081	0.9894	0.9957
MODAL NM +X	13	0.07	0.9926	0.9968
MODAL NM +X	14	0.061	0.9999	0.9991
MODAL NM +X	15	0.047	0.9999	0.9999

Fuente: Patricia Pilco

En la tabla 84, se muestra que en el bloque 1B las masas acumuladas cumplen en el onceavo modo en la dirección X y decimo modo en la dirección Y, en ambos casos cumplen el 90% de la masa acumulada

Tabla 82 Masa acumulada-bloque 1B, modelo 2

Caso	Modo	Periodo	SumUX	SumUY
		seg		
MODAL -X	1	0.423	0.0398	0.5633
MODAL -X	2	0.35	0.831	0.6055
MODAL -X	3	0.229	0.8313	0.6222
MODAL -X	4	0.215	0.8408	0.7961
MODAL -X	5	0.213	0.857	0.8013
MODAL -X	6	0.202	0.8572	0.8206
MODAL -X	7	0.156	0.8575	0.8256
MODAL -X	8	0.14	0.9085	0.8294
MODAL -X	9	0.134	0.9171	0.8876
MODAL -X	10	0.126	0.9172	0.9136

Fuente: Patricia Pilco

3.1.2.4.3. Comportamiento de la Estructura

Se recomienda comprobar que la estructura en los dos primeros modos de vibración tenga un movimiento traslacional y en el tercer modo de vibración sea torsional. Se calcula el porcentaje de torsión que produce cada modo de vibración para esto la relación entre el giro en Z con el mayor valor de desplazamiento en X o Y, los valores que sean menor al 30% es un comportamiento traslacional, caso contrario es torsional.

Tabla 83 Tipo de comportamiento bloque 1A , modelo 2

Caso	Modo	Periodo	UX	UY	RZ	%	TIPO
		Seg.					
MODAL NM +X	1	0.383	0.036	0.92	0.045	4.9%	TRASLACIONAL
MODAL NM +X	2	0.362	0.661	0.284	0.055	8.3%	TRASLACIONAL
MODAL NM +X	3	0.28	0.887	0.06	0.657	740%	TORSIONAL

Fuente: Patricia Pilco

Tabla 84 Tipo de comportamiento bloque 1B, modelo 2

Caso	Modo	Periodo	UX	UY	RZ	%	observaciones
		seg					
MODAL -X	1	0.156	0.0003	0.005	0.0001	2.00%	TRASLACIONAL
MODAL -X	2	0.14	0.051	0.0038	0.0023	4.51%	TRASLACIONAL
MODAL -X	3	0.134	0.0086	0.0582	0.0228	39.18%	TORSIONAL

Fuente: Patricia Pilco

3.1.2.4.4. Validación del Análisis Dinámico

La norma ecuatoriana de la construcción establece que el valor del cortante dinámico total no debe ser menor al 80% del cortante basal estático para estructuras regulares y un 85% para estructuras irregulares, caso contrario se realiza un ajuste del corte basal de los resultados obtenidos para validar el análisis dinámico.

Tabla 85 Validación del Análisis Dinámico, modelo 2

Bloque 1A				
SENTIDO X				
	Cortante (Ton)		%	Observación
	Estático	Dinámico		
NEC 2015	210.433241	178.572493	85.00	CUMPLE
SENTIDO Y				
	Cortante (Ton)		%	Observación
	Estático	Dinámico		
NEC 2015	210.433241	183.58188	87.23	CUMPLE
Bloque 1B				
SENTIDO X				
	Cortante (Ton)		%	Observación
	Estático	Dinámico		
NEC 2015	200.566134	191.376178	95.41	CUMPLE
SENTIDO Y				
	Cortante (Ton)		%	Observación
	Estático	Dinámico		
NEC 2015	169.6031	200.566134	85.00	CUMPLE

Fuente: Patricia Pilco

3.1.2.4.5. Derivas de Piso

La deriva de piso según la NEC-SE-DS indica que la deriva máxima no debe ser mayor al 0.02 o 2% en estructuras de hormigón armado, estructura metálica y de madera.

3.1.2.4.5.1. Derivas por cortante estático.

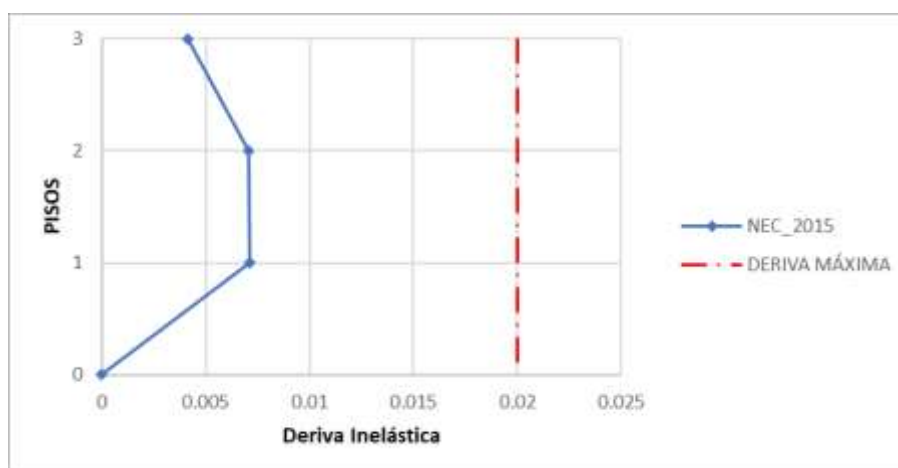
En la siguiente tablas 88 y 89 se presentan los valores de las derivas inelásticas del bloque 1 (bloque1A-bloque 1B) ocasionadas por el cortante estático para que cumpla el parámetro de las derivas de piso descritas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción deben ser menores al 2% en todos los pisos tanto en la dirección X-Y.

Tabla 86 Derivas Inelásticas por cortante estático Bloque 1A , modelo 2

ESTÁTICA				
SENTIDO X				
PISO	CARGA	Δ_E	Δ_M	OBSERVACION
3	SX	0.00069	0.00414	CUMPLE
2	SX	0.001175	0.00705	CUMPLE
1	SX	0.001191	0.007146	CUMPLE
SENTIDO Y				
PISO	CARGA	Δ_E	Δ_M	OBSERVACION
3	SY	0.00122	0.00732	CUMPLE
2	SY	0.001999	0.011994	CUMPLE
1	SY	0.001715	0.01029	CUMPLE

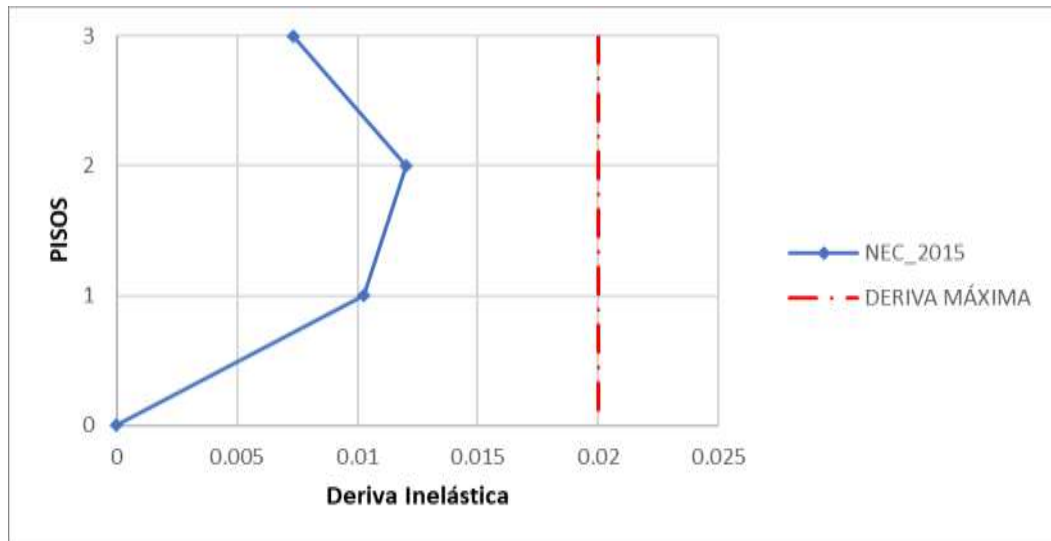
Fuente: Patricia Pilco

Figura 81 Derivas Inelásticas por cortante estático - Dirección X, Bloque 1A



Fuente: Patricia Pilco

Figura 82 Derivas Inelásticas por cortante estático - Dirección Y, Bloque 1A



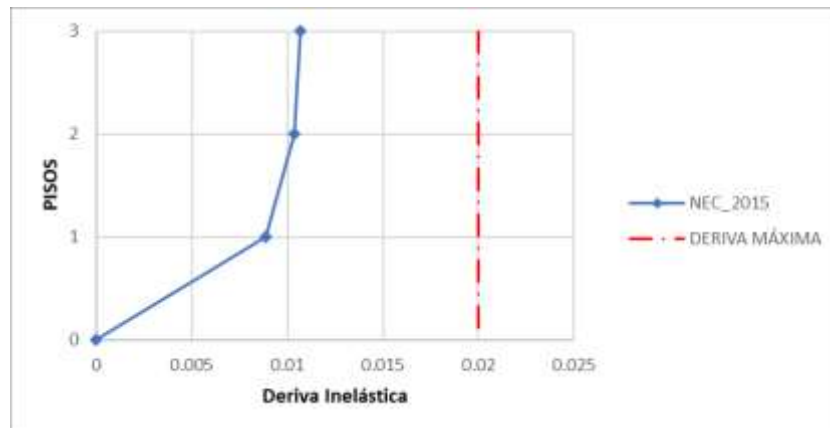
Fuente: Patricia Pilco

Tabla 87 Derivas Inelásticas por cortante estático Bloque 1B, modelo 2

ESTÁTICA				
SENTIDO X				
PISO	CARGA			OBSERVACION
3	SX	0.001782	0.010692	CUMPLE
2	SX	0.001727	0.010362	CUMPLE
1	SX	0.001483	0.008898	CUMPLE
SENTIDO Y				
PISO	CARGA			OBSERVACION
3	SY	0.001487	0.008922	CUMPLE
2	SY	0.002553	0.015318	CUMPLE
1	SY	0.002053	0.012318	CUMPLE

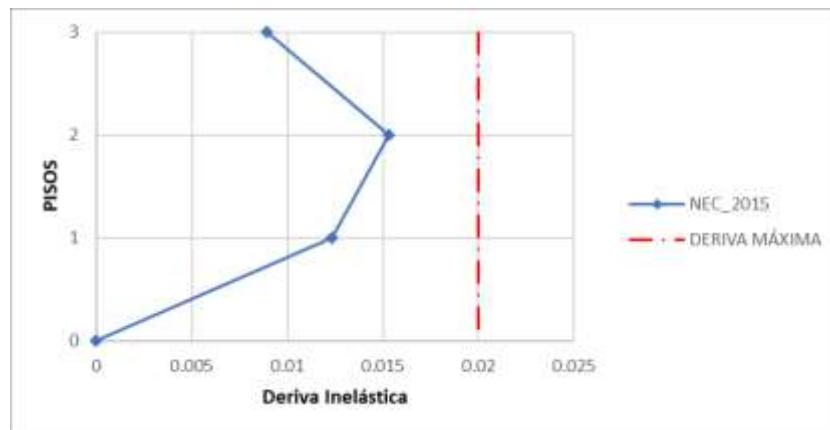
Fuente: Patricia Pilco

Figura 83 Derivas Inelásticas por cortante estático - Dirección X, Bloque 1B



Fuente: Patricia Pilco

Figura 84 Derivas Inelásticas por cortante estático - Dirección Y, Bloque 1B



Fuente: Patricia Pilco

3.1.2.4.5.2. Derivas por cortante dinámico

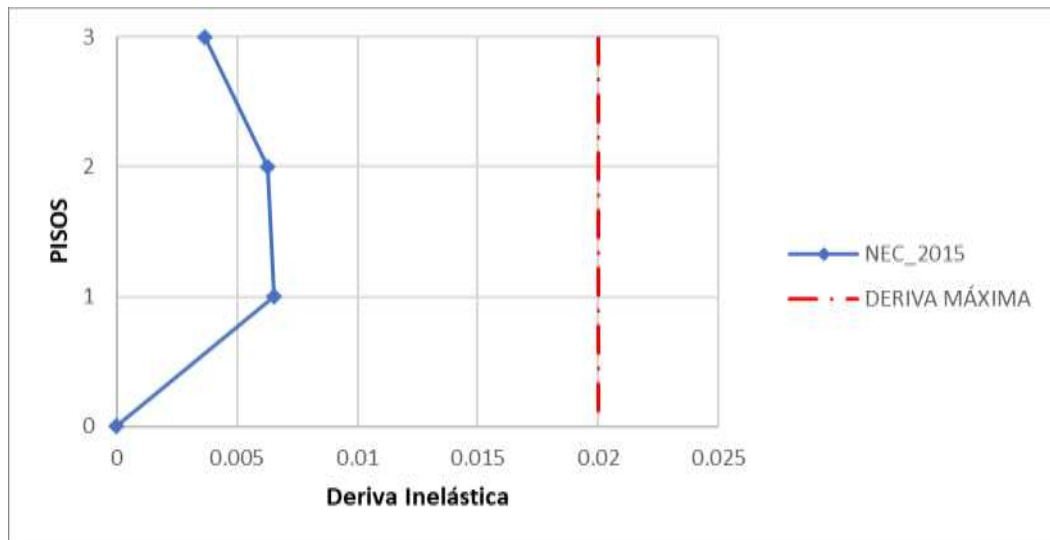
En la siguiente tablas 90 y 91 se presentan los valores de las derivas inelásticas del bloque 1 (bloque 1A-bloque 1B) ocasionadas por el cortante dinámico para que cumpla el parámetro de las derivas de piso descritas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción deben ser menores al 2% en todos los pisos tanto en la dirección X-Y.

Tabla 88 Derivas Inelásticas por cortante dinámico-Bloque 1A, modelo 2

DINÁMICA				
SENTIDO X				
PISO	CARGA	Δ_E	Δ_M	OBSERVACION
3	ESPEC X	0.000609	0.003654	CUMPLE
2	ESPEC X	0.001047	0.006282	CUMPLE
1	ESPEC X	0.001092	0.006552	CUMPLE
SENTIDO Y				
PISO	CARGA	Δ_E	Δ_M	OBSERVACION
3	ESPC Y	0.00112	0.00672	CUMPLE
2	ESPC Y	0.001867	0.011202	CUMPLE
1	ESPC Y	0.001607	0.009642	CUMPLE

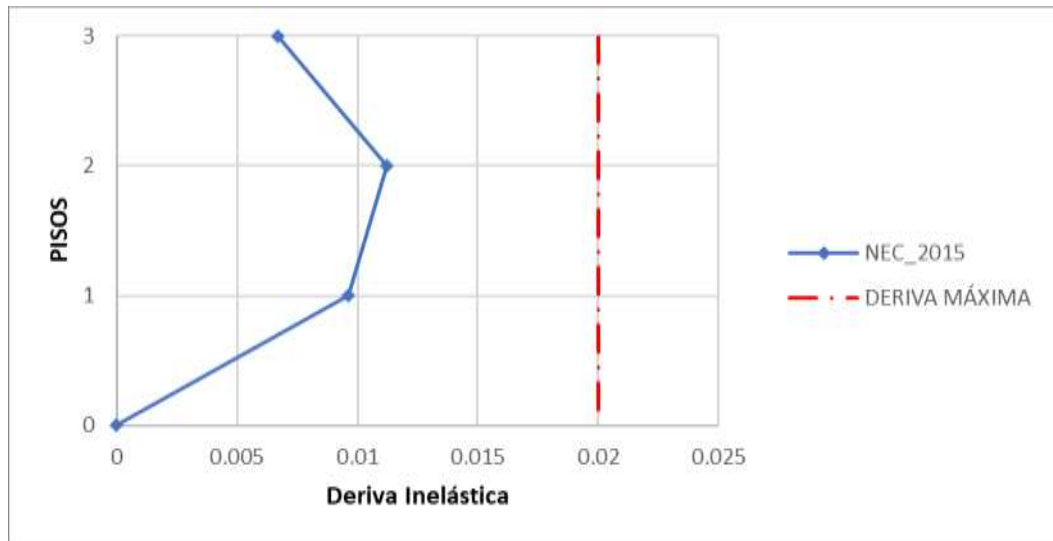
Fuente: Patricia Pilco

Figura 85 Derivas Inelásticas por cortante dinámico Bloque 1A - Dirección X



Fuente: Patricia Pilco

Figura 86 Derivas Inelásticas por cortante dinámico Bloque 1A - Dirección Y



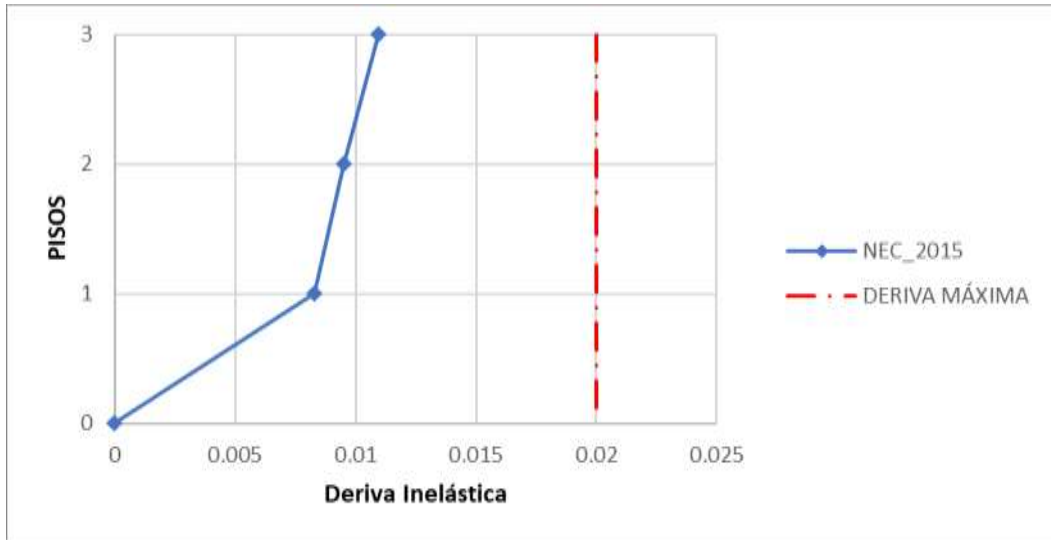
Fuente: Patricia Pilco

Tabla 89 Derivas Inelásticas por cortante dinámico-Bloque 1B

DINÁMICA				
SENTIDO X				
PISO	CARGA			OBSERVACION
3	ESPEC X	0.001825	0.01095	CUMPLE
2	ESPEC X	0.00159	0.00954	CUMPLE
1	ESPEC X	0.001381	0.008286	CUMPLE
SENTIDO Y				
PISO	CARGA			OBSERVACION
3	ESPC Y	0.00184	0.01104	CUMPLE
2	ESPC Y	0.0031	0.0186	CUMPLE
1	ESPC Y	0.002445	0.01467	CUMPLE

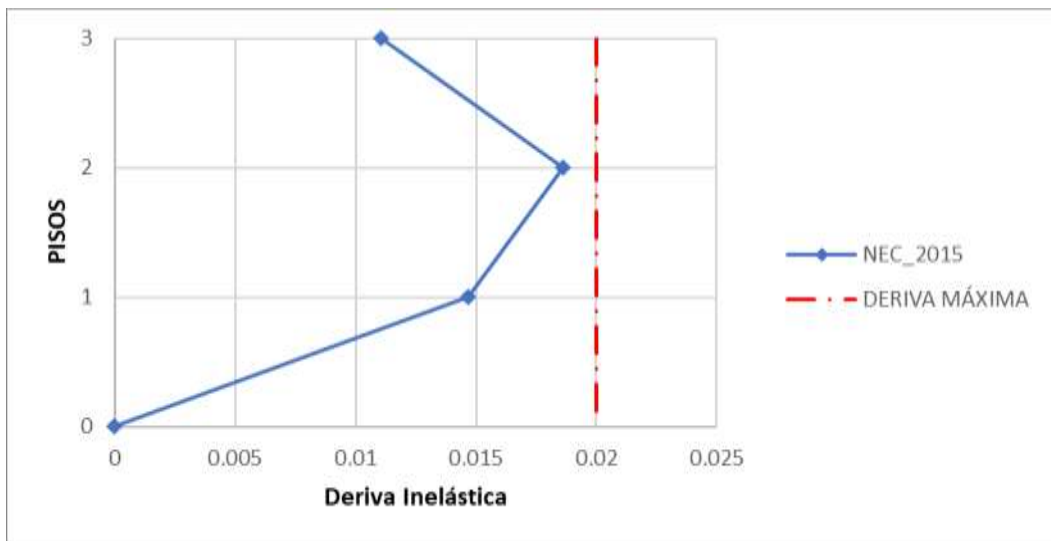
Fuente: Patricia Pilco

Figura 87 Derivas Inelásticas por cortante dinámico Bloque 1B - Dirección X



Fuente: Patricia Pilco

Figura 88 Derivas Inelásticas por cortante dinámico Bloque 1B - Dirección Y



Fuente: Patricia Pilco

3.1.2.4.6. Chequeo de elementos estructurales

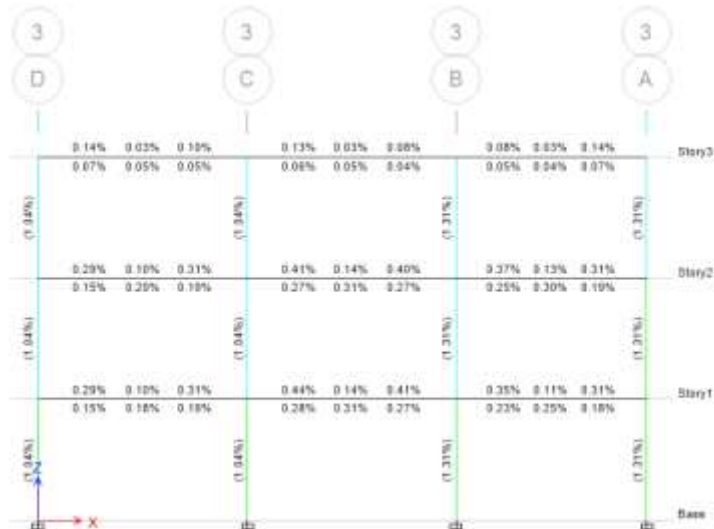
Después del análisis lineal del modelo 2, se procede a determinar el comportamiento de las columnas y vigas de acuerdo con los parámetros mencionados en la NEC-2015.

Figura 89 Cuantía de acero en vigas del segundo piso- Bloque 1A



Fuente: ETABS 2018

Figura 90 Cuantía de acero en vigas del Eje 3 - Bloque 1A



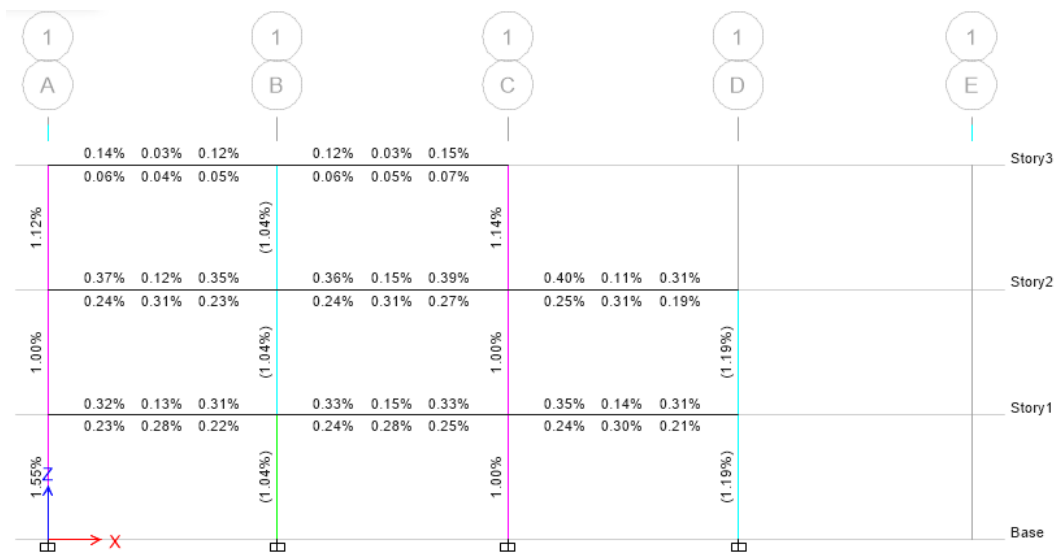
Fuente: ETABS 2018

Figura 91 Cuantía de acero en vigas del Eje 3 - Bloque 1B



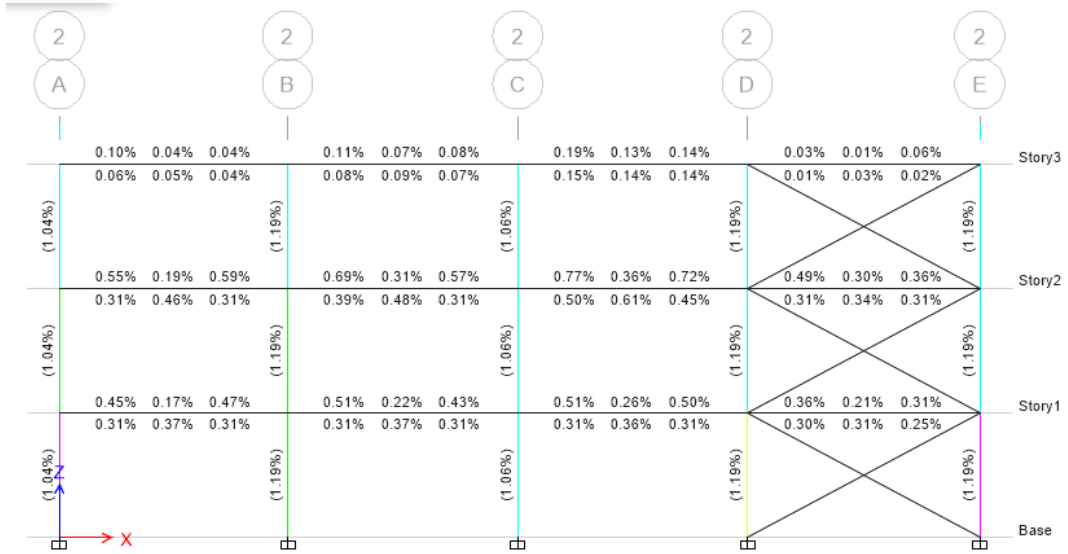
Fuente: ETABS 2018

Figura 92 Cuantía de acero en vigas del Eje 1 - Bloque 1B



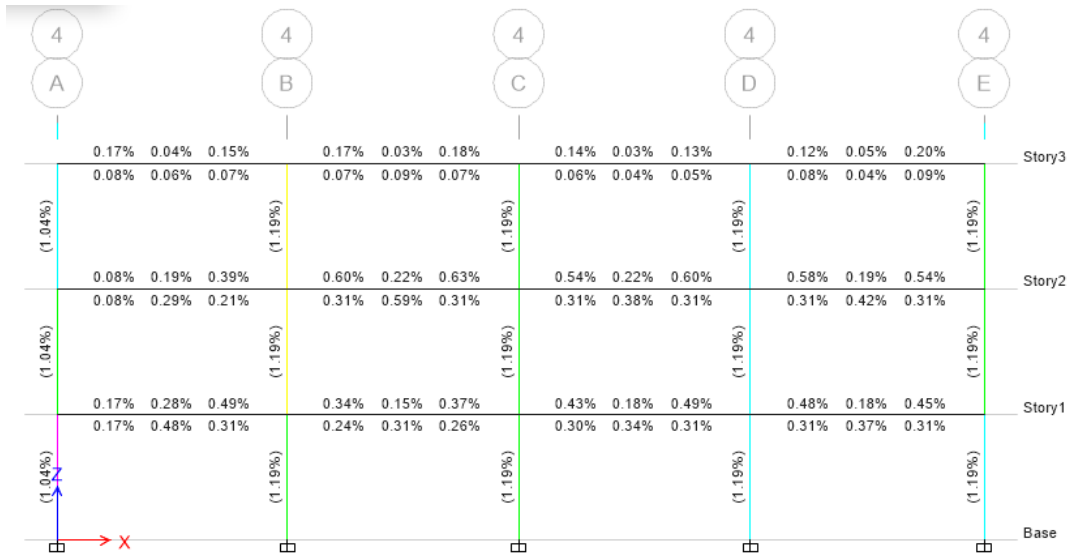
Fuente: ETABS 2018

Figura 93 Cuantía de acero en vigas del Eje 2 - Bloque 1B



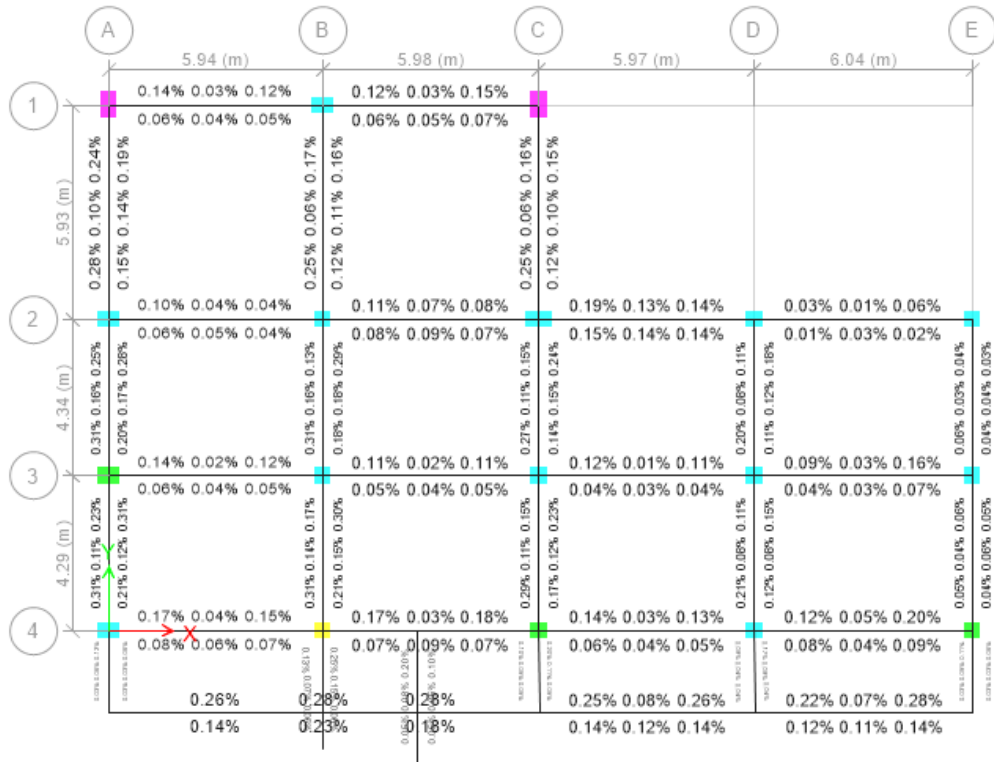
Fuente: ETABS 2018

Figura 94 Cuantía de acero en vigas del Eje 4 - Bloque 1B



Fuente: ETABS 2018

Figura 95 Cuantía de acero en vigas del segundo piso- Bloque 1B



Fuente: ETABS 2018

Las cuantías de las vigas están debajo del 1.25% y de las columnas se encuentran del 1%-3%, como se puede observar en las figuras 89-95, por lo tanto, las edificaciones del bloque 1 (bloque 1A y bloque 1B) se encuentran en un diseño óptimo permitido por la norma ecuatoriana.

3.1.2.4.7. Demanda /capacidad de las columnas

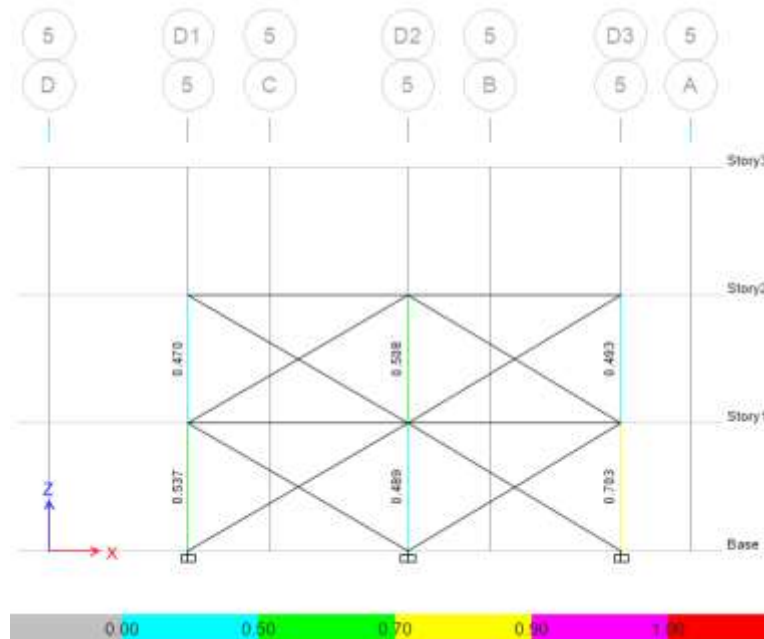
Los valores que se muestran en las figuras 96- 101, muestran que las columnas cumplen con la demanda de carga de la estructura es decir la relación de capacidad no supera el límite.

Figura 96 Demanda / Capacidad Eje 3 Bloque 1A



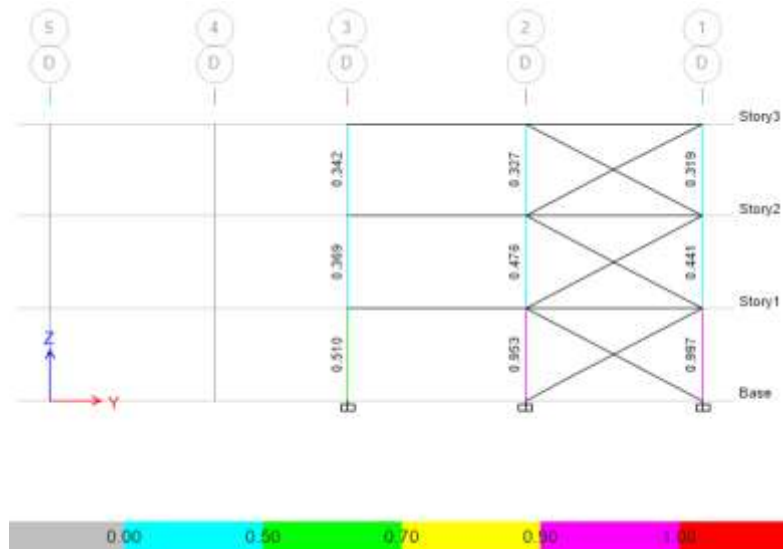
Fuente: Patricia Pilco

Figura 97 Demanda / Capacidad Eje D1- bloque 1A



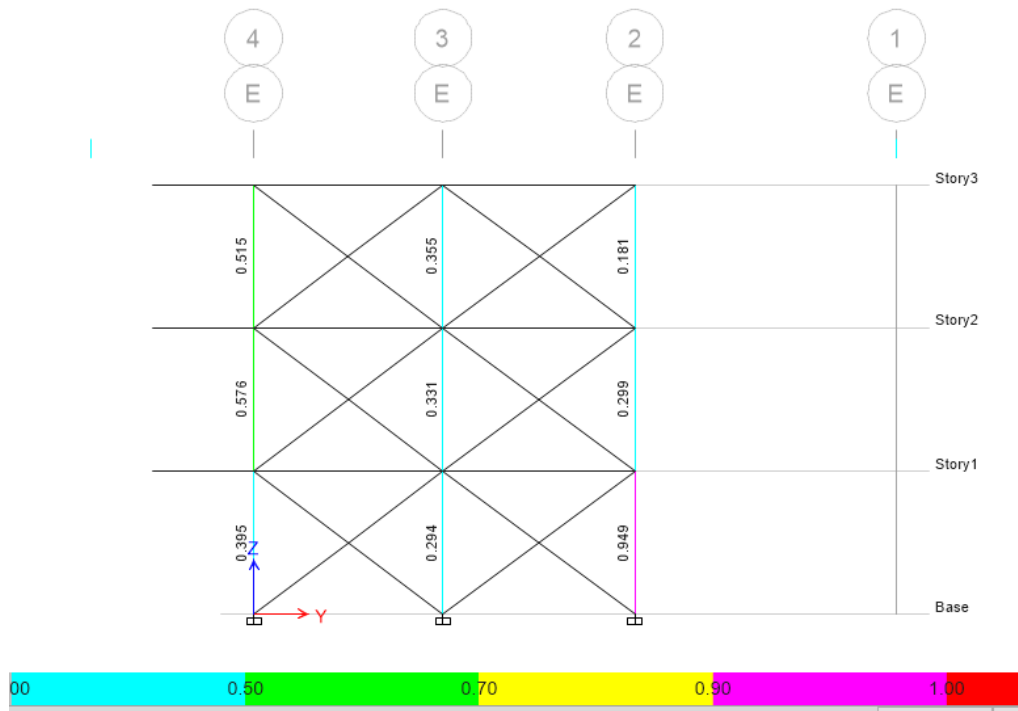
Fuente: ETABS 2018

Figura 98 Cuantía de acero de vigas y columnas Bloque 1A



Fuente: ETABS 2018

Figura 99 Demanda / Capacidad Eje 3 Bloque 1B



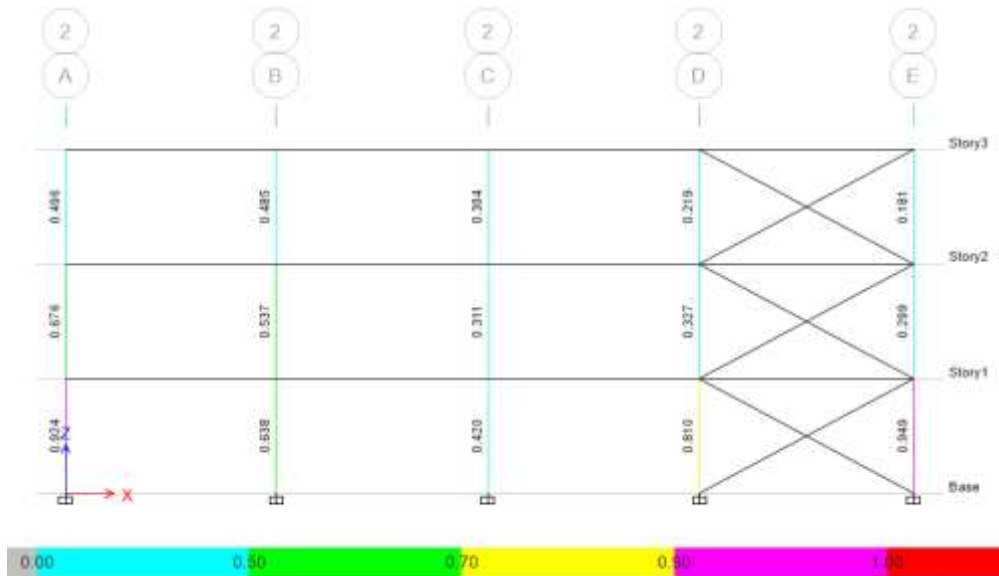
Fuente: ETABS 2018

Figura 100 Demanda / Capacidad Eje 4- bloque 1B



Fuente: ETABS 2018

Figura 101 Demanda / Capacidad Eje 2- bloque 1B



Fuente: ETABS 2018

3.1.2.5. Análisis estático no lineal

Se analiza un análisis estático no lineal para conocer la curva de capacidad a medida que se va incrementando la carga lateral y determinar el punto de desempeño.

3.1.2.5.1. Modelo de comportamiento no lineal para los materiales

Para el comportamiento del hormigón confinado se utiliza el modelo de Mander el cual está relacionado con el acero transversal en elementos estructurales, a continuación, se muestra el diagrama de esfuerzo- deformación para un hormigón en la figura 102.

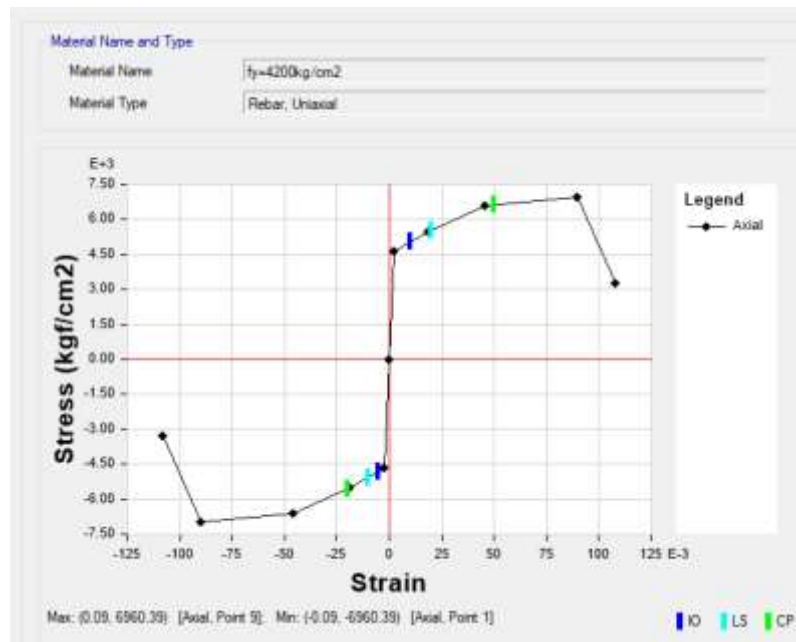
Figura 102 Diagrama de esfuerzo- deformación para un hormigón de $f'c$ 260 kg/cm²



Fuente: ETABS 2018

En la figura 103 se presenta el comportamiento del acero se utiliza el modelo de Park, a continuación, se muestra el diagrama de esfuerzo – deformación del acero para una resistencia de 4200 kg/cm².

Figura 103 Diagrama de esfuerzo- deformación para una resistencia 4200 kg/cm2

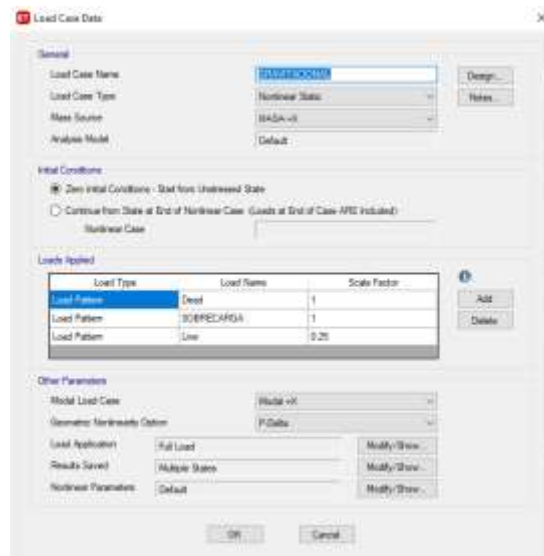


Fuente: ETABS 2018

3.1.2.5.2. Carga Gravitacional No Lineal

Se define los parámetros de la carga gravitacional para considerar el efecto inicial por el cual la estructura va deformando ante el movimiento sísmico, utilizamos la masa crítica del caso filtrando el resto de las masas desplazadas en ambos sentidos con el propósito de evitar confusión en el software, también consideramos el efecto P- delta. Como se indica en la norma la carga está conformada por el 100% de la carga muerta y 25 % de la carga viva.

Figura 104 Patrón de Carga Gravitacional

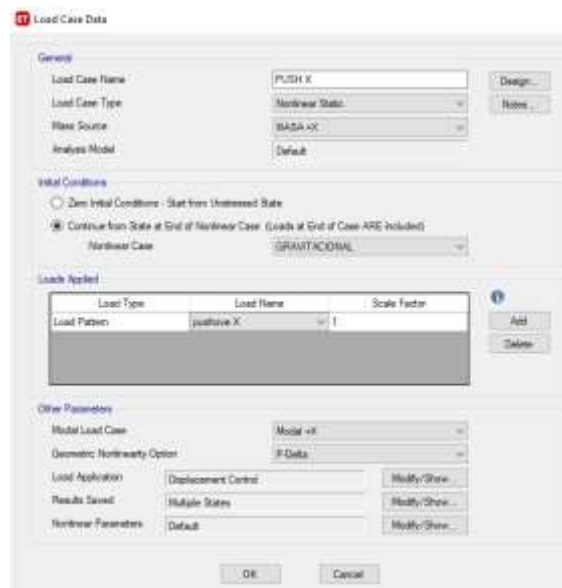


Fuente: ETABS 2018

3.1.2.5.3. Carga Lateral no lineal (Pushover)

Las cargas laterales representan la acción del movimiento sísmico en ambos sentidos de la edificación, así evalúa la capacidad de la edificación para resistir las fuerzas y deformaciones hasta el colapso.

Figura 105 Asignación de Carga Pushover en el sentido X



Fuente: ETABS 2018

Figura 106 Control de aplicación de la carga en el sentido X



Fuente: ETABS 2018

Figura 107 Asignación de Carga Pushover en el sentido Y



Fuente: ETABS 2018

Figura 108 Control de aplicación de la carga en el Sentido Y

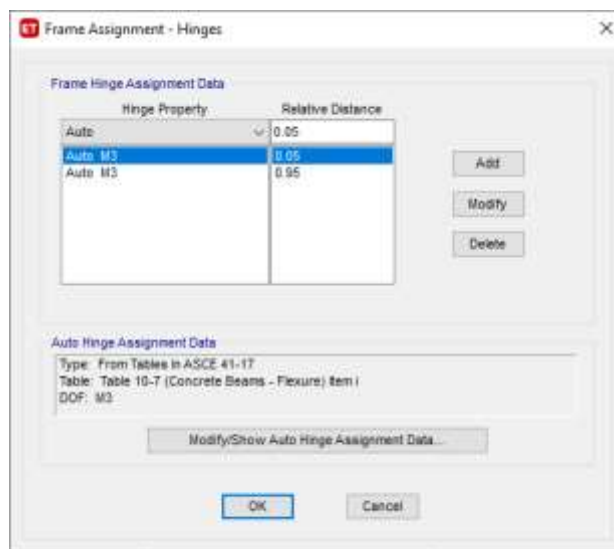


Fuente: ETABS 2018

3.1.2.5.4. Asignación de Rótulas plásticas

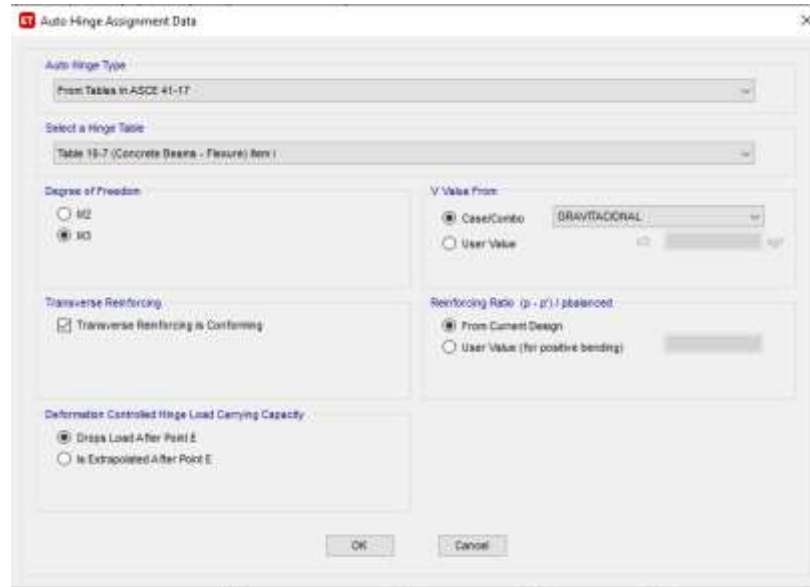
En un análisis estático no lineal se requiere una adecuada modelización de las rotulas plásticas, capaz de modelar la relación fuerza- deformación

Figura 109 Longitudes relativas de las rotulas plásticas en vigas.



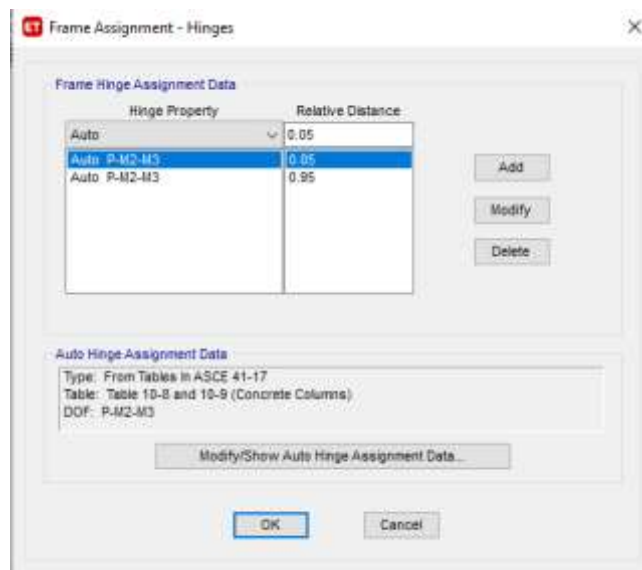
Fuente: ETABS 2018

Figura 110 Propiedades de la rótula plástica en vigas.



Fuente: ETABS 2018

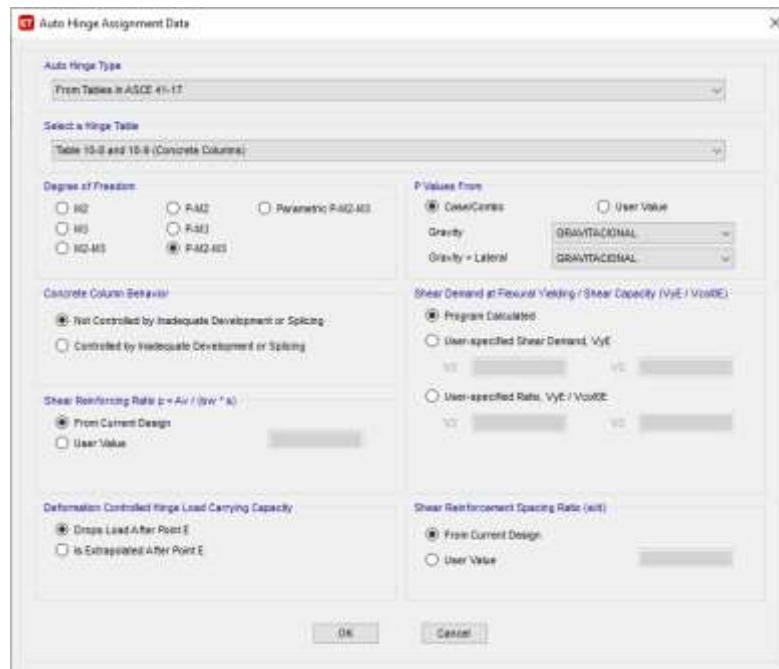
Figura 111 Longitudes relativas de las rotulas plásticas en columnas.



Fuente: ETABS 2018

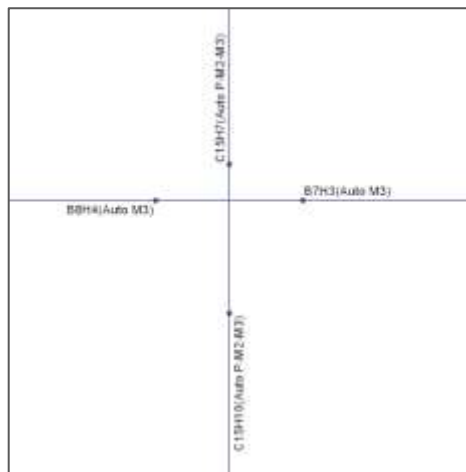
Para la asignación de las rótulas plásticas en las columnas se considera las condiciones que indican a norma ASCE 41-13 (tabla 10-8). Se debe tomar en cuenta que este elemento resiste flexo-compresión.

Figura 112 Propiedades de la rótula plástica en columnas.



Fuente: ETABS 2018

Figura 113 Representación de la rótula plástica.



Fuente: ETABS 2018

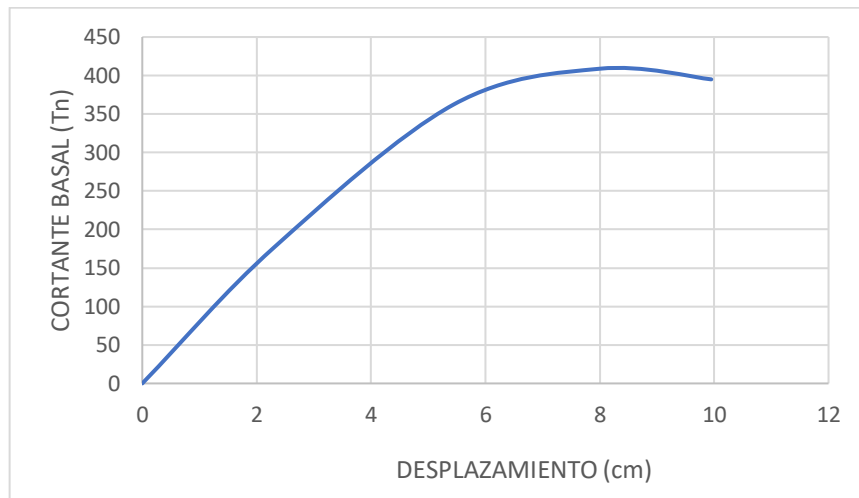
En la figura 113, muestra la posición de la rótula plástica, así cumpliendo el principio de columna fuerte y viga débil.

3.1.2.5.5. Resultados del Análisis no Lineal (Pushover)

3.1.2.5.5.1. Curva de Capacidad

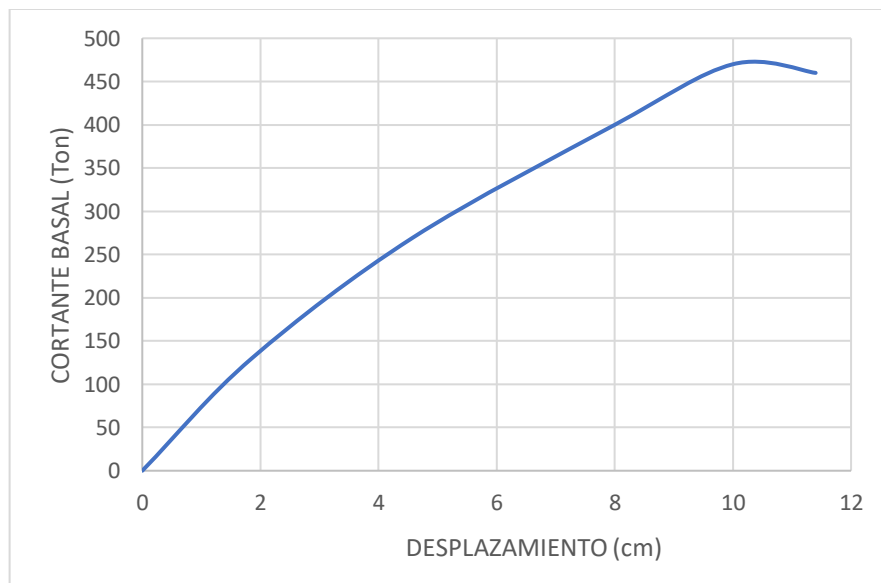
La curva de capacidad es la representación de la capacidad de absorber fuerza lateral que tiene la estructura, la cual la hace relacionando el cortante total de la base con el desplazamiento en el último piso de la estructura.

Figura 114 Curva de capacidad en sentido X _Bloque 1A



Fuente: Patricia Pilco

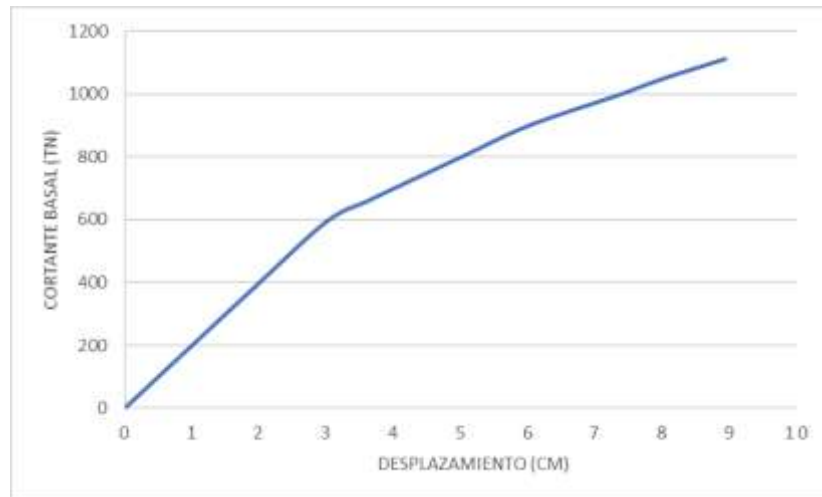
Figura 115 Curva de capacidad en sentido Y _Bloque 1A



Fuente: Patricia Pilco

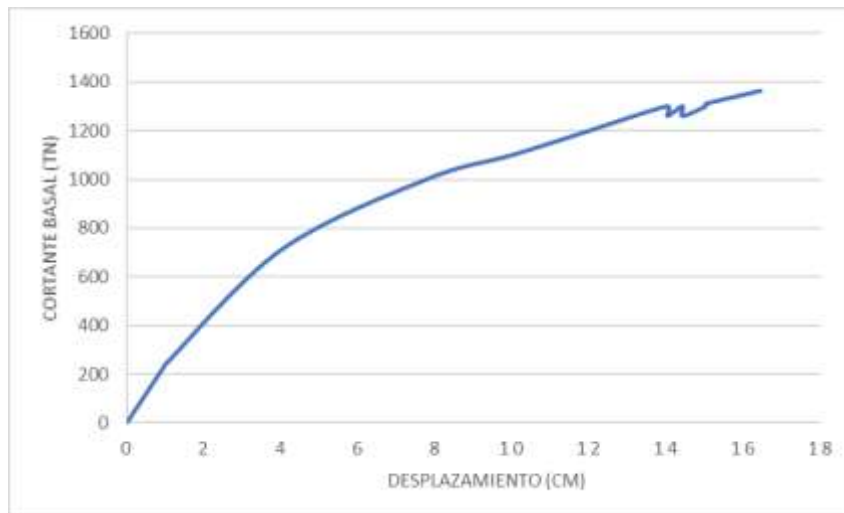
En el bloque 1A la curva de capacidad en el sentido X- Y, tiene un cortante último de 395,44 ton y 460.53 ton respectivamente con un desplazamiento último de 9.95 cm en la dirección X y 11.3 cm en la dirección Y.

Figura 116 Curva de capacidad en sentido X_ Bloque 1B



Fuente: ETABS 2018

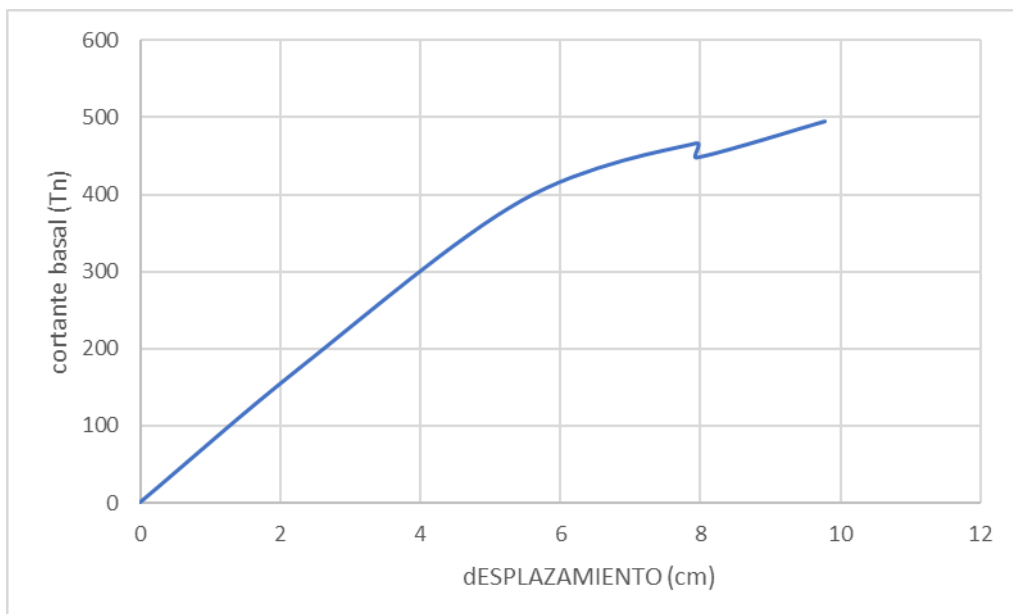
Figura 117 Curva de capacidad en sentido Y_ Bloque 1B



Fuente: ETABS 2018

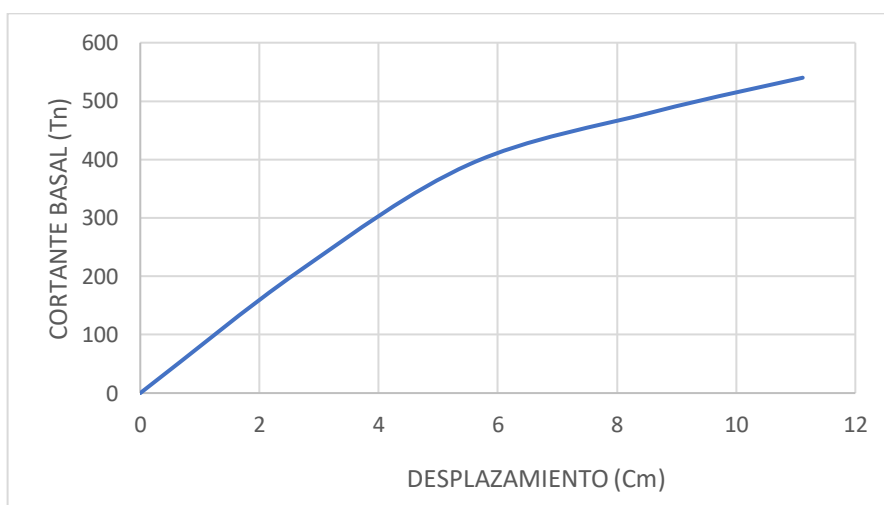
En el bloque 1B la curva de capacidad en el sentido X- Y, tiene un cortante último de 1112,34 ton y 1363.13 ton respectivamente con un desplazamiento último de 8.82 cm en la dirección X y 16.32 cm en la dirección Y.

Figura 118 Curva de capacidad en sentido X_ Bloque 2



Fuente: Patricia Pilco

Figura 119 Curva de capacidad en sentido Y_ Bloque 2



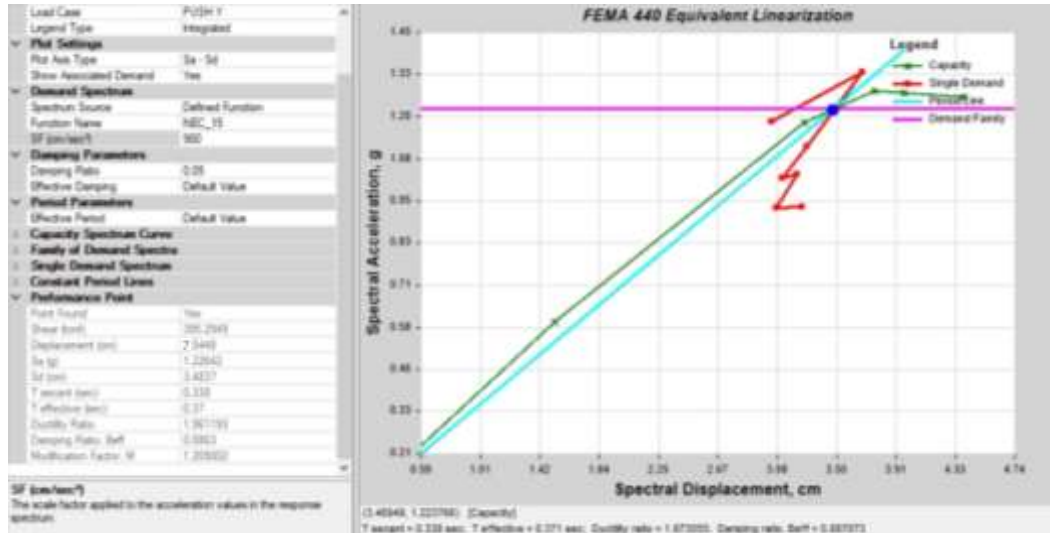
Fuente: Patricia Pilco

En el bloque 2 la curva de capacidad en el sentido X- Y, tiene un cortante último de 495.18 ton y 539.47 ton respectivamente con un desplazamiento último de 9.77 cm en la dirección X y 11.11 cm en la dirección Y.

3.1.2.5.6. Punto de Desempeño

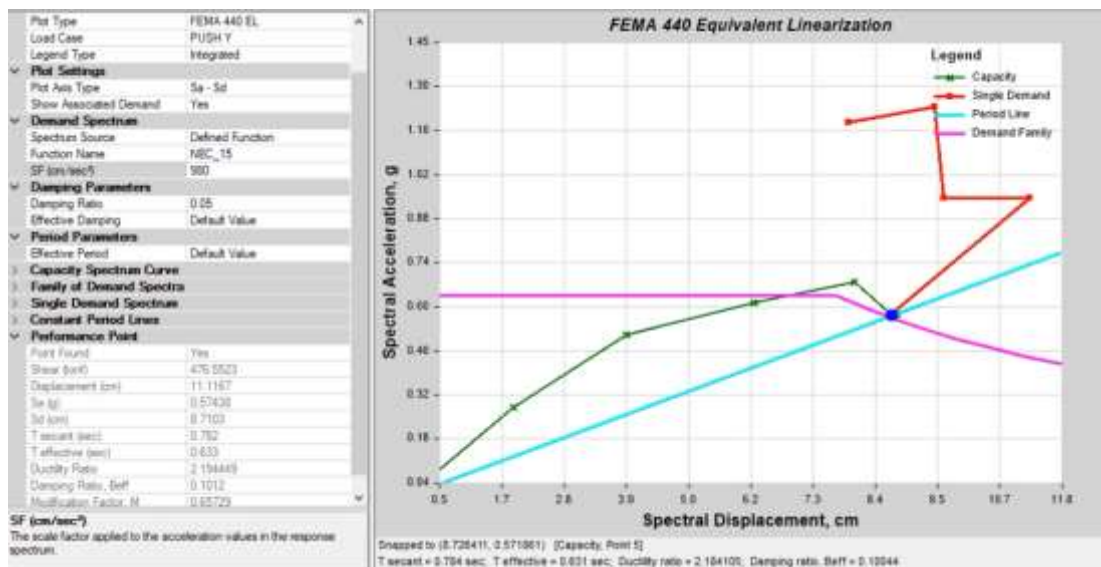
El punto de desempeño de las estructuras se obtendrá con la intersección del espectro de capacidad y los espectros elásticos de respuesta sísmica según el procedimiento como se indica en la norma FEMA 440.[24]

Figura 120 Punto de desempeño en sentido X con el espectro NEC 2015_ Bloque 1A



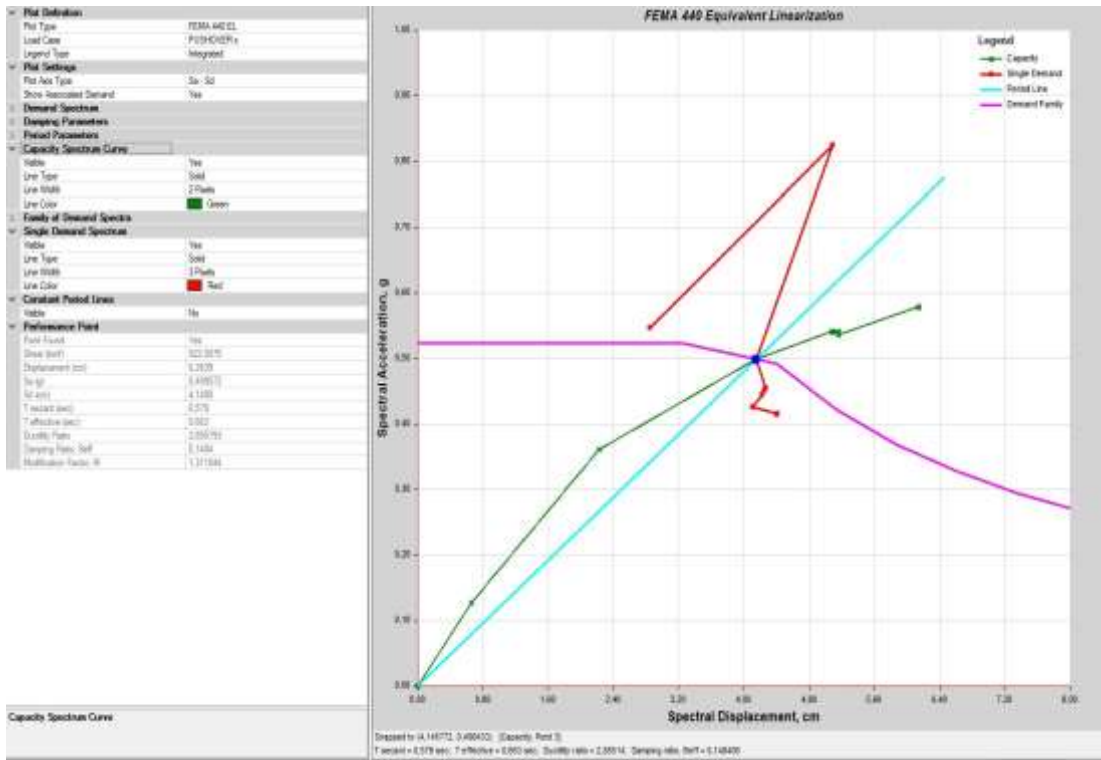
Fuente: ETABS 2018

Figura 121 Punto de desempeño en sentido Y con el espectro NEC 2015_ Bloque 1A



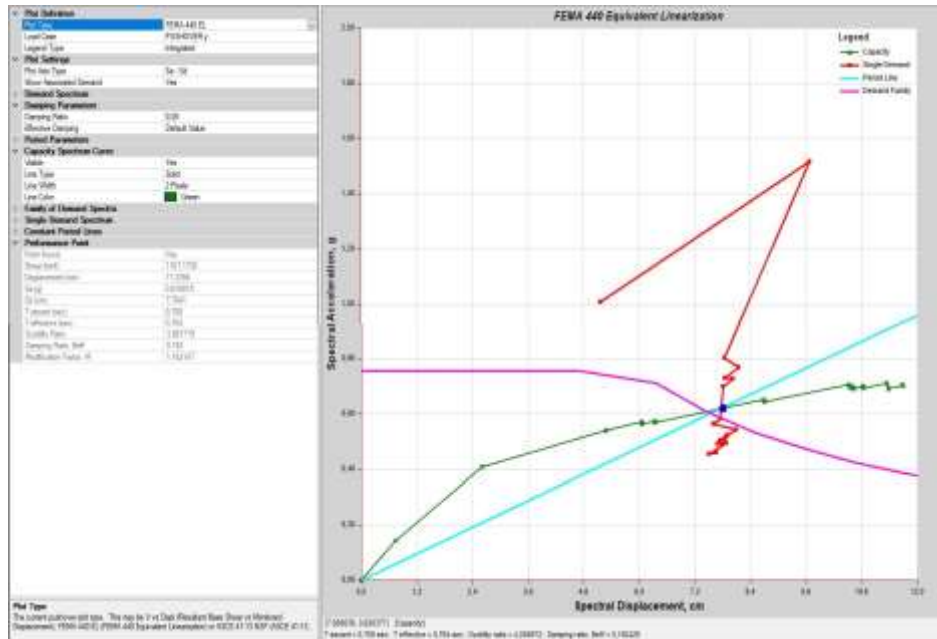
Fuente: ETABS 2018

Figura 122 Punto de desempeño en sentido X con el espectro NEC 2015_ Bloque 1B



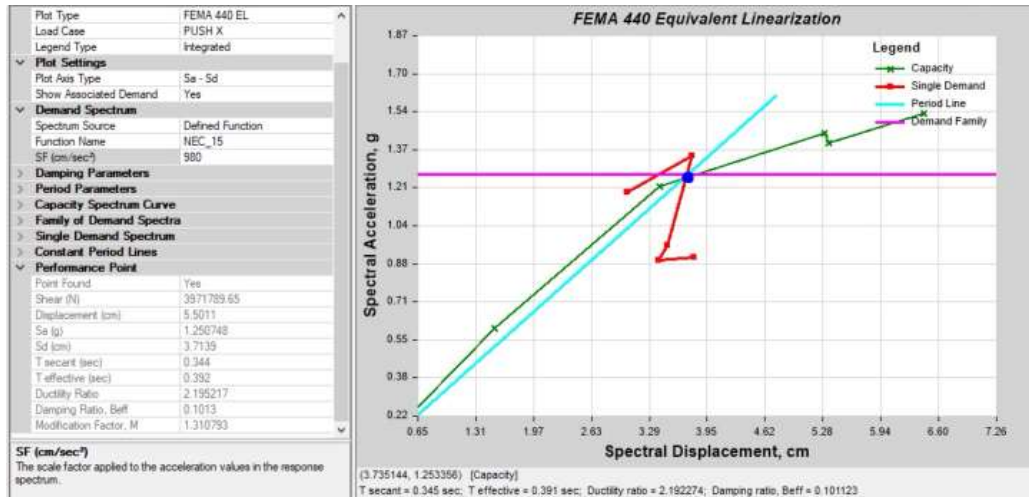
Fuente: ETABS 2018

Figura 123 Punto de desempeño en sentido Y con el espectro NEC 2015_ Bloque 1B



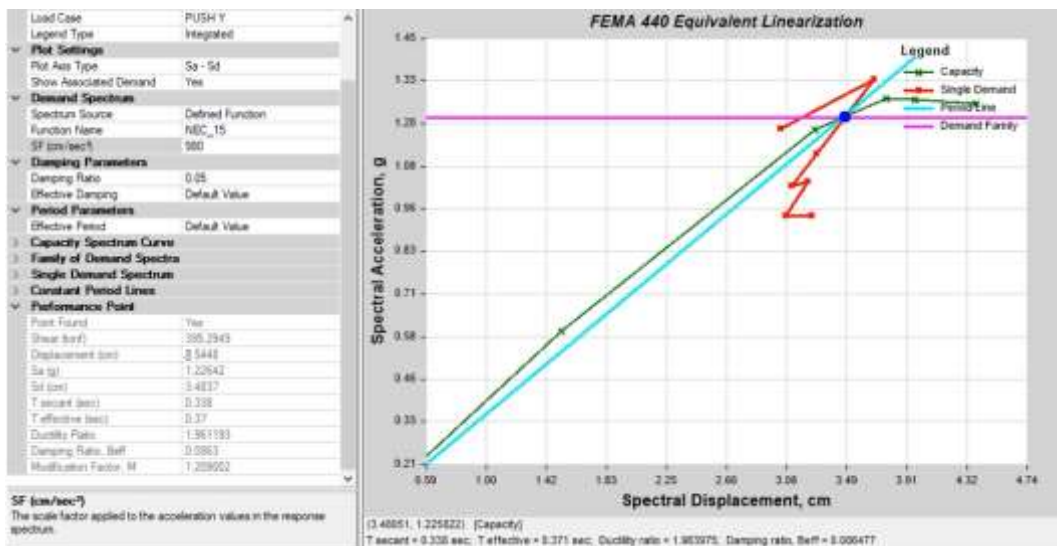
Fuente: ETABS 2018

Figura 124 Punto de desempeño en sentido X con el espectro NEC 2015_ Bloque 2



Fuente: ETABS 2018

Figura 125 Punto de desempeño en sentido Y con el espectro NEC 2015_ Bloque 2



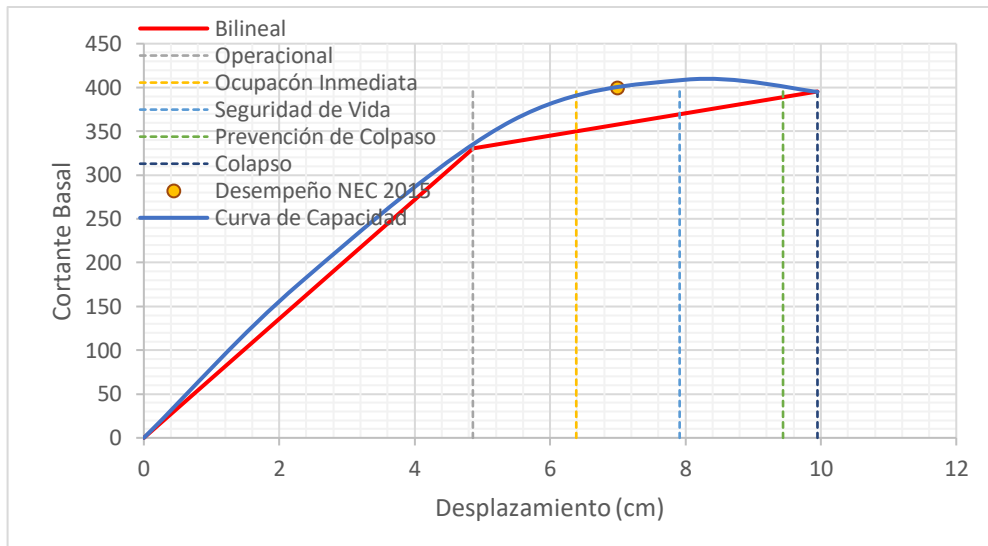
Fuente: ETABS 2018

3.1.2.5.7. Evaluación del desempeño sísmico

A continuación, se presenta las curvas de capacidad de la estructura en las dos direcciones 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 linealización equivalente establecida en FEMA 440. [24]

En la figura 126 se muestra el nivel de desempeño del bloque 1A con el espectro según la NEC-2015 en la dirección X, se encuentran en el rango Ocupación inmediata y Seguridad de Vida que mantiene la seguridad de los ocupantes, con este resultado se puede verificar que la estructura cumple con el nivel de desempeño establecido por el Comité Visión 2000.

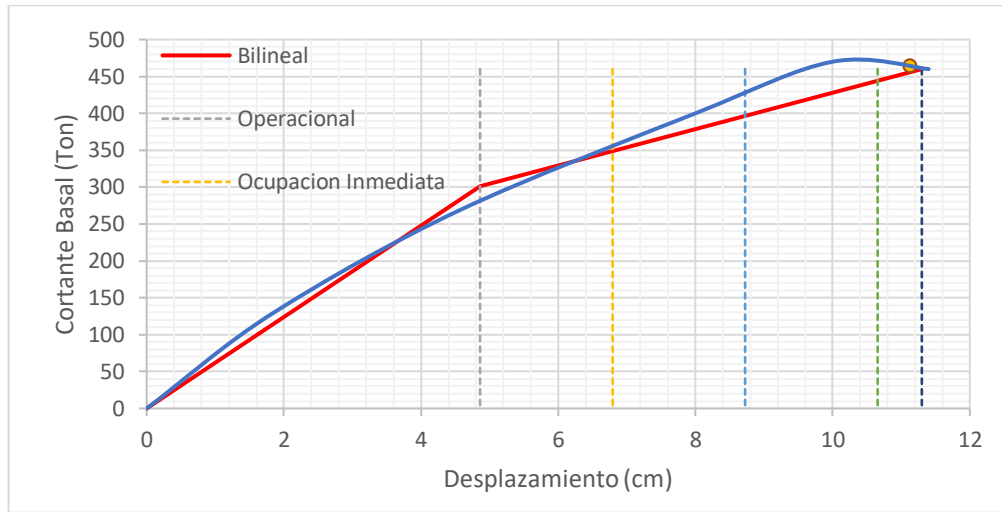
Figura 126 Espectro capacidad del bloque 1A en base a los niveles de desempeño, Sentido X.



Fuente: Patricia Pilco

En la figura 127 se presenta el nivel de desempeño del bloque 1A con el espectro según la NEC-2015 en la dirección Y, se encuentran cerca al colapso, la estructura presenta que el hormigón ha alcanzado su máxima deformación y varios elementos de refuerzo poseen deformaciones.

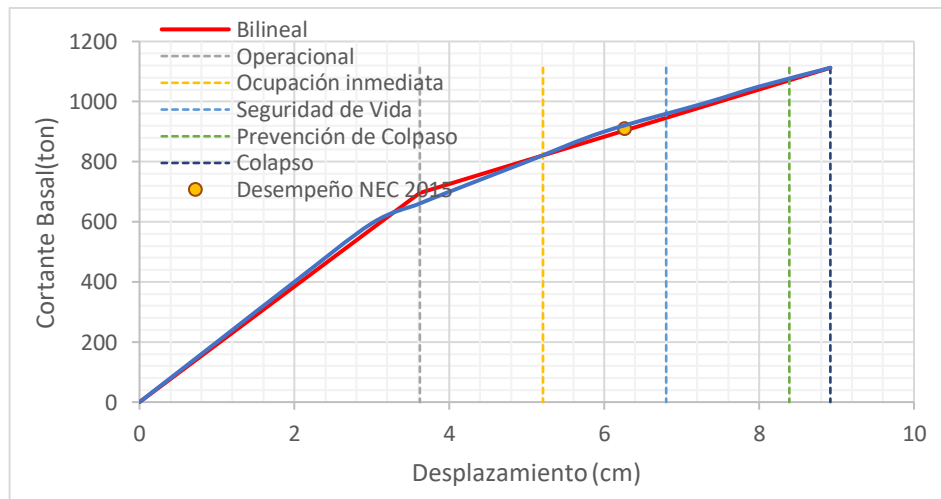
Figura 127 Espectro capacidad del bloque 1A en base a los niveles de desempeño, Sentido Y.



Fuente: Patricia Pilco

En la figura 128 se muestra el nivel de desempeño del bloque 1B con el espectro según la NEC-2015 en la dirección X, se encuentran en el rango Ocupación inmediata y Seguridad de Vida que mantiene la seguridad de los ocupantes, por lo tanto, cumple con el nivel de desempeño mínimo establecido por el Comité Visión 2000.

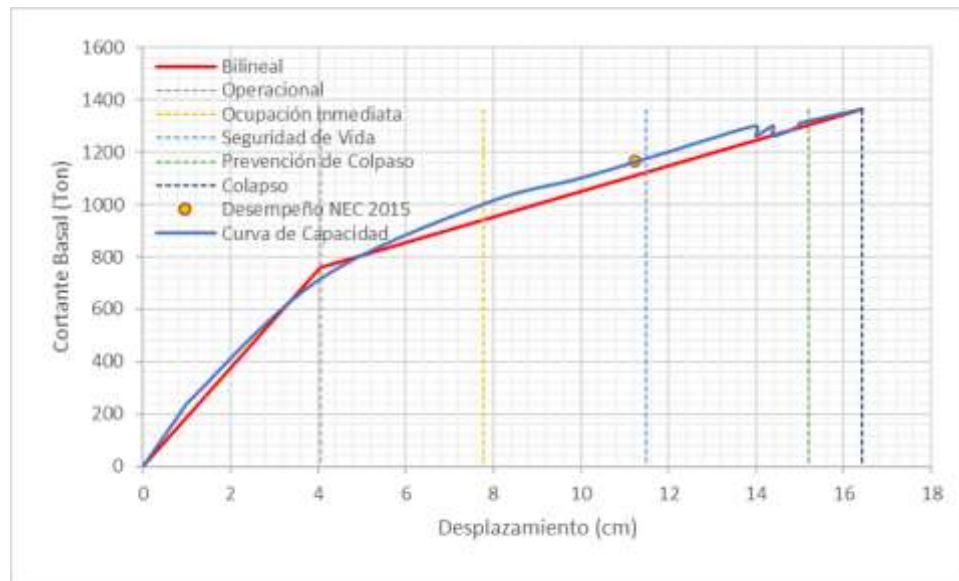
Figura 128 Espectro capacidad del bloque 1B en base a los niveles de desempeño, Sentido X.



Fuente: Patricia Pilco

En la figura 129 se muestra el nivel de desempeño del bloque 1B con el espectro según la NEC-2015 en la dirección Y, se encuentran en el rango Ocupación inmediata y Seguridad de Vida que mantiene la seguridad de los ocupantes, cumple con el nivel de desempeño mínimo establecido por el Comité Visión 2000.

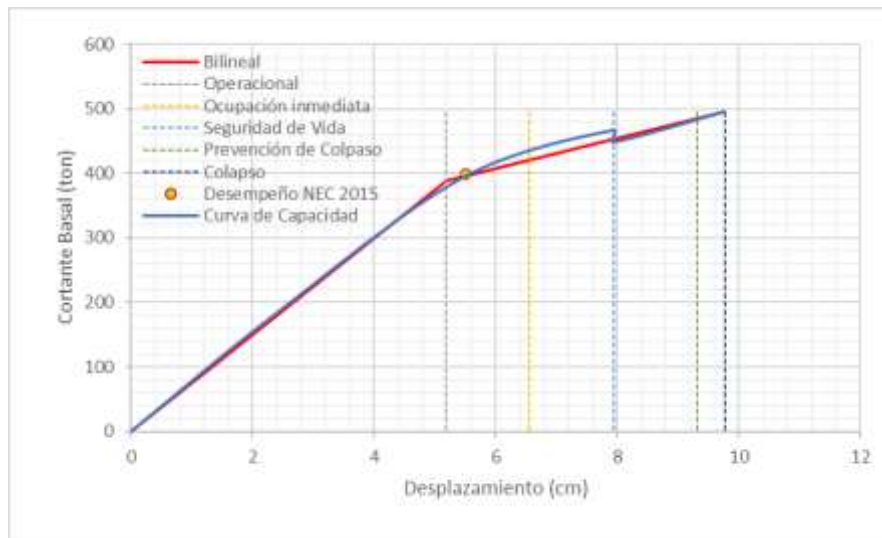
Figura 129 Espectro capacidad del bloque 1B en base a los niveles de desempeño, Sentido Y.



Fuente: Patricia Pilco

En la figura 130 se muestra el nivel de desempeño del bloque 2 con el espectro según la NEC-2015 en la dirección X, se encuentran en el rango Operacional y Ocupación Inmediata, el sistema estructural puede resistir cargas verticales y laterales.

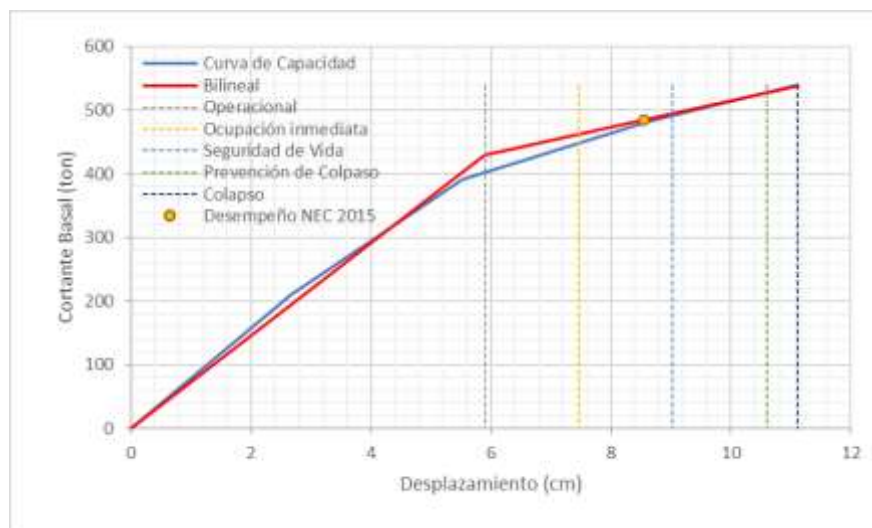
Figura 130 Espectro capacidad del bloque 2 en base a los niveles de desempeño, Sentido X.



Fuente: Patricia Pilco

En la figura 131 se muestra el nivel de desempeño del bloque 2 con el espectro según la NEC-2015 en la dirección Y, se encuentran en el rango ocupación inmediata y seguridad de vida, se verifica que la estructura cumple con el nivel de desempeño mínimo establecido por el Comité Visión 2000.

Figura 131 Espectro capacidad del bloque 2 en base a los niveles de desempeño, Sentido Y



Fuente: Patricia Pilco

3.1.2.5.8. Análisis por medio de la medición de aceleraciones

La aceleración a la vibración causada por la actividad humana puede causar deformaciones ya sean pequeñas o grandes afectaciones a los elementos estructurales o no estructurales. En el presente trabajo la aceleración a la vibración se medirá de acuerdo con lo descrito en AISC Design Guide 11 mediante las deflexiones producidas de la losa. [14]

Se utilizara las siguientes ecuaciones:

$$fn = 0.18 \sqrt{\frac{g}{\Delta}}$$

Ec. 36

$$\frac{ap}{g} = \frac{Po e^{0.35 fn}}{\beta w}$$

Ec. 37

$$Po = 0.83 RQ$$

Ec. 38

Donde:

fn: Frecuencia natural fundamental (Hz)

Δ : Deflexión en medio del tramo (pulg)

g: gravedad (pulg/seg.2)

ap/g: Aceleración a la vibración, expresada como relación de la gravedad (%)

Po: Amplitud de la fuerza impulsadora (lb)

β : Relación de amortiguamiento, valor obtenido de la tabla

W: Peso efectivo soportado por la losa (lb)

R: Factor de Reducción, valor en la tabla 103

Q: Peso corporal (lb); según Allen y Murray - New Design Criterion for Walking Vibrations (1993) es 157 lb.

Tabla 90 Valores de Relación de amortiguamiento β

Componente	Relación de amortiguamiento β
Sistema estructural	0.01
Oficinas, residencias, establecimientos educativos	0.02-0.05
Techos y ductos	0.01
Centros comerciales	0.02
Puentes peatonales	0.01

Fuente: AISC Steel Design Guide 11, Vibrations of Steel- Framed Structural Systems Due to Human Activity 2016

Tabla 91 Valores para el factor de reducción

Tipo	Factor de Reducción (R)
Estructuras de piso con configuraciones de formas modales bidireccionales	0.5
Configuraciones de formas modales unidireccionales, como puentes peatonales	0.7

Fuente: AISC Steel Design Guide 11, Vibrations of Steel- Framed Structural Systems Due to Human Activity 2016

Tabla 92 Límite recomendado para la aceleración a la vibración

Ocupación	Límite de aceleración ap/g
Oficinas, residencias, establecimientos educativos	0.5 %
Centros comerciales	1.5%

Fuente: AISC Steel Design Guide 11, Vibrations of Steel- Framed Structural Systems Due to Human Activity 2016

Resultados de aceleración de la vibración de las edificaciones

Los valores de las deflexiones máximas de la losa son obtenidos del software ETABS 2018.

En base a la tabla 95 se muestra que los valores se encuentran bajo el límite recomendado de aceleración de la vibración en estructuras educativas de 0.50%, dando como resultado que las vibraciones en las edificaciones no presentan problemas.

Tabla 93 Valores de aceleración de la vibración mediante las deflexiones de la losa

Estructura	Deflexión (in)	Frecuencia natural (Hz)	Aceleración de la vibración
Bloque 1A	0.67	4.304	0.35%
Bloque 1B	0.68	4.288	0.34%
Bloque 2	0.58	4.643	0.38%

Fuente: Patricia Pilco

3.2. Verificación de la hipótesis

Los análisis realizados en el edificio de Jurisprudencia y Ciencias Sociales de la Universidad Técnica de Ambato, aplicando los métodos cualitativos y cuantitativos, se obtuvieron diferentes grados de vulnerabilidad dependiendo el método, de acuerdo a las matrices establecidas por FEMA 154 muestra que el bloque 1A–1B demostraron que la estructura es vulnerable y tiene una probabilidad de colapso y del bloque 2 presenta que tiene un grado de vulnerabilidad baja ante una actividad sísmica, de acuerdo a la NEC-15 demuestra que tiene un grado alto de vulnerabilidad ambas estructuras, mientras que el análisis realizado por los métodos cuantitativos los bloques 1A–1B no alcanza los objetivos de desempeño descritos por la norma NEC-15 ante las distintas amenazas sísmicas, con el reforzamiento propuesto se logró estabilizar a la estructura del bloque 1B haciéndola menos vulnerable así cumpliendo con los criterios normativos actuales en cambio la estructura del bloque 1A tiende a colapsar ante un sismo. En el bloque 2 mediante la metodología cuantitativa cumple con los requisitos planteados por la normativa vigente por lo que no es necesario un reforzamiento.

CAPÍTULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. Conclusiones

- Mediante las evaluaciones visuales rápidas de la metodología FEMA P-154 se obtuvo los puntajes para el bloque 1A-1B con una puntuación 1.9 concluyendo que tiene un grado vulnerable y el bloque 2 con un valor de 2.5 teniendo un grado no vulnerable. De acuerdo con la metodología NEC 2015 da como resultado el bloque 1A-1B un valor de 1.30 y el bloque 2 un valor de 1.70 que interpreta alta vulnerabilidad por lo que se requiere una evaluación especial.
- El análisis lineal para el bloque 1 al tener una junta en su estructura se separa para su análisis en el bloque 1A y bloque 1B, además se obtuvieron resultados que no cumplen los requisitos dados por la NEC en dicha edificación por lo que se necesita colocar una propuesta de reforzamiento, por lo tanto se arriestra la edificación con cruces de San Andrés, el bloque 2 no necesita ni mejorar ni reforzar sus elementos estructurales ya que cumple con los requisitos dados por la norma vigente.
- Las estructuras actualmente no exceden el 30 % del periodo de vibración calculado en el modelo 1, al ser colocadas rigidizadores en el bloque 1 el periodo disminuye así incrementando su rigidez y resistencia. Además, se pudo determinar el tipo de comportamiento de la estructura en sus dos primeros modos un movimiento traslacional y en su tercer modo un comportamiento torsional.
- Se determinó las derivas de piso máximas tanto elásticas como inelásticas, con un análisis estático y dinámico al bloque 1A, bloque 1B se determina un porcentaje de derivas superior al 2% a excepción del bloque 2 que se encuentra debajo del límite permitido, mientras en el modelo 2 con la incorporación de

reforzamiento al bloque 1 en el análisis estático y dinámico se concluye que la deriva de piso se encuentra bajo el límite del 2% descrito en la NEC.

- Dentro del análisis estático no lineal realizados a las edificaciones se comprueba que la estructuras cumple con los niveles de desempeño dando seguridad de vida al ocupante a diferencia del bloque 1A que se encuentra en el punto del colapso.
- Comparando las metodologías tanto cualitativa y cuantitativa los resultados presentados se aproxima con la metodología presentada por la Norma Ecuatoriana de la Construcción y con el análisis no lineal dando como resultado en el bloque 1A un grado de alta vulnerabilidad produciendo un colapso y en el bloque 2 dando un grado de vulnerabilidad baja en ambos casos.
- En conclusión, del análisis de aceleración de las vibraciones de la estructura bajo la metodología propuesta en la norma AISC Design Guide 11, se obtuvo los resultados de la aceleración de la vibración en el bloque 1A de 0.22%., bloque 1B de 0.34 % y en el bloque 2 de 0.38%, por lo tanto, los valores se encuentran bajo el límite 0.50% recomendado para estructuras educativas.

4.2. Recomendaciones

- Se recomienda utilizar el equipo de escaneo de acero de refuerzo en la edificación a evaluar para la obtención de datos reales que ayude a un mejor análisis.
- Se recomienda realizar un reajuste de puntuación en el formulario que presenta la norma de la Secretaria Nacional de Riesgos ya que no es confiable en los datos que nos arroja.
- Realizar con acelerógrafos la obtención de las aceleraciones de vibración que produce la edificación en tiempo real y comprobar con los valores teóricos.
- Se recomienda que este tipo de estudio se ponga en práctica en las diferentes estructuras que no están bajo la norma ecuatoriana de la construcción vigente,

para prevenir el colapso de las edificaciones y brindar seguridad a los ocupantes.

- Se recomienda utilizar este tipo de arriostramiento a la edificación con las cruces de San Andrés ya que permite reducir los desplazamientos, mostrando un comportamiento lógico y uniforme.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] P. D. Quinde Martínez y E. Reinoso Angulo, «Estudio De Peligro Sísmico De Ecuador Y Propuesta De Espectros De Diseño Para La Ciudad De Cuenca», *Rev. Ing. Sísmica*, vol. 26, n.º 94, 2016.
- [2] Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos, «Guía para implementar el análisis de vulnerabilidades a nivel cantonal», 2011.
- [3] Secretaría de Gestión de Riesgos, «Estudios y herramientas producidos en el Ecuador para comprender la vulnerabilidad territorial». Quito, pp. 7-8, 2014.
- [4] FEMA, *Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards*, 3.^a ed., n.º January. California, 2015.
- [5] A. E. & G. S. Andrés López, «Influencia del tipo de rótula plástica en el análisis no lineal de estructuras de hormigón armado», vol. 68, n.º 282, pp. 107-119, 2017.
- [6] R. Aguiar, «REHABILITATION OF BUILDING AFFECTED BY THE ECUADOR S EARTHQUAKE OF 16 APRIL 2016 IN THE ULEAM», n.º October, 2016.
- [7] R. Aguiar, M. Zevallos, J. Palacios, L. García, y E. Menéndez, *Reforzamiento de estructuras con disipadores de energía*. Frontier Publicidad, 2016.
- [8] R. Aguiar, M. Zevallos, y J. Palacios, «SEISMIC REINFORCEMENT OF BUILDING BANCO», *Rev. Int. Ing. Estructuras*, vol. 22, n.º October, 2017.
- [9] M. E. Vargas Saltos, J. Arroyo Orozco, y A. Vizconde Campos, «Vulnerabilidad sísmica de viviendas unifamiliares existentes de una Zona Urbano – Residencial en Anconcito, Ecuador», *J. Sci. Res. Rev. Cienc. e Investig.*, vol. 3, n.º ICCE, pp. 10-15, 2018.
- [10] S. Melone, «Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico», 2002.

- [11] G. Montalvo, «Análisis Cuantitativo y Cualitativo del grado de vulnerabilidad sísmica de la Facultad de Ciencias Administrativas de la Universidad Técnica de Ambato, Campus Huachi», Universidad Técnica de Ambato, 2019.
- [12] Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015, «Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras». p. 50, 2015.
- [13] C. A. Gonzáles, «Análisis Estático No Lineal (Pushover) De Estructura Aporticada De Hormigón Armado Con Diferentes Grados De Ductilidad . Aplicando La Norma Colombiana 2010 (Nsr-10)», vol. 2010, p. 125, 2017.
- [14] T. M. Murray, D. E. Allen, E. E. Ungar, y D. B. Davis, *Vibrations of Steel-Framed Structural Systems Due to Human Activity*, Second Edi. 2016.
- [15] L. Jiménez, «Análisis sísmico y propuesta de reforzamiento mediante el código ASCE 41 aplicado al edificio Santacruz», Universidad de las Fuerzas Armadas, 2017.
- [16] Vivienda Ministro de Desarrollo Urbano y Vivienda, *Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras*. 2014.
- [17] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda y Cámara de la Industria de la Construcción, «NEC Norma Ecuatoriana de la Construcción», *Norma Ecuatoriana de la Construcción*. pp. 1-42, 2015.
- [18] A. Albarracin, «Aplicación de metodologías simplificadas pre-evento sísmico, para la determinación de la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de la Facultad de Ingeniería, Ciencias Físicas y Matemática de la UCE», n.º Figura 1, p. 22, 2019.
- [19] U. Mena Hernández, «Evaluación del Riesgo Sísmico en zonas urbanas», 2002.
- [20] NEC-SE-DS, «Diseño Sismo Resistente Parte 2», pp. 43-92.
- [21] Secretaría de Gestión de Riesgos, *Análisis de Vulnerabilidad a Nivel Municipal*. Quito, 2012.

- [22] J. Morán, «APLICACIÓN DE LA METODOLOGIA FEMA -154 PARA LA EVALUACIÓN DE DAÑOS ESTRUCTURALES EN EDIFICACIONES LUEGO DE UN EVENTO SÍSMICO», 2016.
- [23] Federal Emergency Management Agency, *Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards*, 3.^a ed., n.º January. California, 2015.
- [24] FEMA 440, *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*, n.º June. 2005.
- [25] D. Galarza, «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)», 2018.
- [26] W. Fernandez, «ANÁLISIS PUSHOVER PARA EVALUAR EL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA INSTITUCIÓN EDUCATIVA EN EL CENTRO POBLADO YUNGASUYO, PROVINCIA UTCUBAMBA - AMAZONAS», Universidad Cesar Vallejo, 2018.
- [27] ATC 40, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings by*, Volumen 1. California.
- [28] and R. P. By J. B. Mander, M. J. N. Priestley, *THEORETICAL STRESS-STRAIN MODEL FOR CONFINED CONCRETE*, vol. 114, n.º 8. 1989.
- [29] J. Chunque, «NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO “A” DE LA UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE- SEDE CAJAMARCA», Universidad Nacional de Cajamarca, 2013.
- [30] R.Park and T. Paulay, «3-Reinforced-Concrete-Structures-R-Park-T-Paulay-1975.pdf». .
- [31] J. Silva, «ANÁLISIS ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE DEL BLOQUE A DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO CAMPUS HUACHI PARA GARANTIZAR LA SEGURIDAD DE SUS

OCUPANTES», pp. 14-22, 2017.

[32] L. Pérez, «Manual de Mecánica de Suelos I». .

[33] Sika, «Reforzamiento de Estructuras de concreto», vol. 272, pp. 3-15, 2017.

[34] Freyssinet, «Reparación y refuerzo frente a sismo de edificios existentes», p. 12, 2013.

ANEXOS

A. ANEXOS FOTOGRÁFICOS

Fotografía N.º 1 Vista frontal de la Facultad de Jurisprudencia y Ciencias Sociales



Fotografía N.º 2 Vista Posterior del edificio a evaluar



Fotografía N.º 3 Vista lateral izquierda del bloque 1 y 2



Fotografía N.º 4 Vista lateral derecha del edificio a evaluar



Fotografía N.ª 5 Medición de la altura de la losa



Fotografía N.º 6 Medición de las dimensiones de la edificación



Fotografía N° 7 Colocación del equipo para el ensayo de penetración estándar



Fotografía N° 8 Obtención de la muestra de suelo



Fotografía N° 9 Medición e identificación de la muestra de suelo obtenida



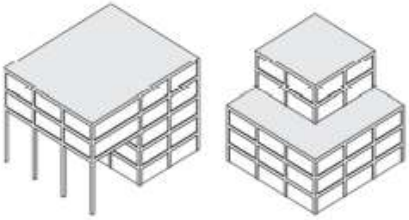
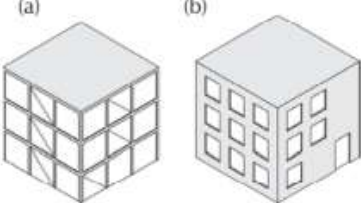
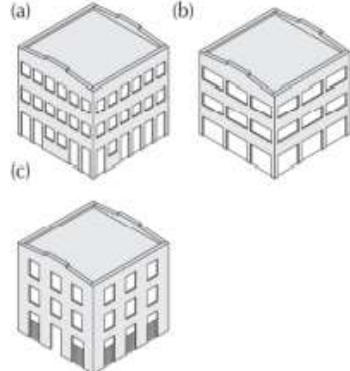
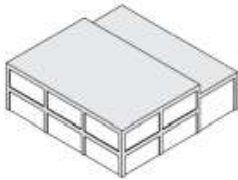
Fotografía N° 10 Aplicando el Martillo Esclerométrico



B. ANEXOS DE TABLAS PARA EL ANALISIS Y RESULTADOS

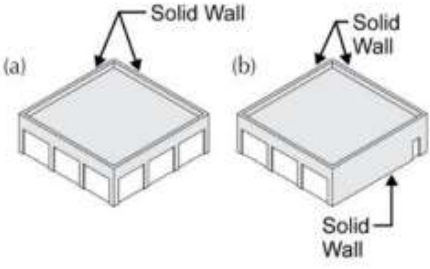

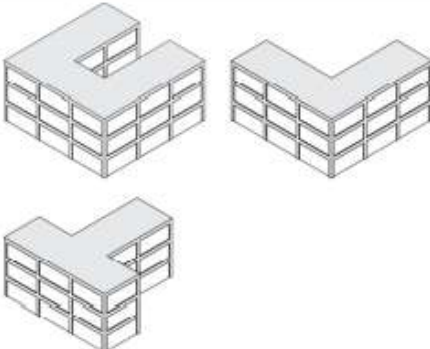
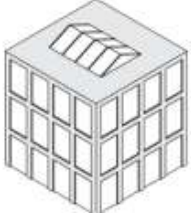
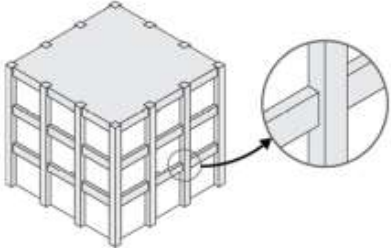
Guía de referencia de irregularidades verticales

Tabla B-4 Guía de referencia de irregularidades verticales			
	Irregularidad vertical	Severidad	Nivel I Instrucciones
Sitio inclinado		Varia	Aplicar si hay más de una pendiente de un piso de un lado del edificio al otro. Evaluar como Severo para edificios W1 como se muestra en la Figura (a); evalúe como Moderado para todos los demás tipos de edificios como se muestra en la Figura (b).
Muro lisiado sin refuerzo		Moderada	Aplicar si se observan paredes lisas sin refuerzo en el espacio de acceso del edificio. Esto se aplica a los edificios W1. Si el sótano está ocupado, considere esta condición como un piso suave.
Piso débil y / o blanda		Severa	Aplicar: Figura (a): Para una casa W1 con espacio ocupado sobre un garaje con longitudes de pared limitadas o cortas a ambos lados de la abertura del garaje. Figura (b): Para un edificio W1A con un frente abierto en la planta baja (como un estacionamiento). Figura (c): Cuando uno de los pisos tiene menos paredes o menos columnas que los demás (generalmente el piso inferior). Figura (d): cuando uno de los pisos es más alto que los demás (generalmente el piso de abajo).

<p>Revés fuera del plano</p>		<p>Severa</p>	<p>Aplicar si las paredes del edificio no se apilan verticalmente en planta. Esta irregularidad es más severa cuando los elementos verticales del sistema lateral en los niveles superiores están fuera de borda de los de los niveles inferiores como se muestra en la Figura (a). La condición de la Figura (b) también desencadena esta irregularidad. Si se sabe que los muros no apilables no son estructurales, esta irregularidad no se aplica. Aplicar el retroceso si es mayor o igual a 2 pies.</p>
<p>Revés en el plano</p>		<p>Moderada</p>	<p>Aplicar si hay un desplazamiento en el plano del sistema lateral. Por lo general, esto se puede observar en edificios con armazón arriostrado (Figura (a)) y muros de corte (Figura (b)).</p>
<p>Columna / pilar corto</p>		<p>Severa</p>	<p>Aplicar si: Figura (a): Algunas columnas / pilares son mucho más cortos que las columnas / pilares típicos en la misma línea. Figura (b): Las columnas / pilares son estrechos en comparación con la profundidad de las vigas. Figura (c): Hay paredes de relleno que acortan la altura libre de la columna. Tenga en cuenta que esta deficiencia se observa normalmente en los tipos de edificios de hormigón y acero más antiguos.</p>
<p>Niveles divididos</p>		<p>Moderada</p>	<p>Aplicar si los pisos del edificio no se alinean o si hay un escalón en el nivel del techo.</p>

Fuente: FEMA 154

Guía de referencia de irregularidades en planta

Tabla B-5 Guía de referencia de irregularidades en planta		Nivel 1 Instrucciones
	Irregularidad en planta	
Torsión	 <p>(a) (b)</p>	Aplicar si hay buena resistencia lateral en una dirección, pero no en la otra, o si hay rigidez excéntrica en planta (como se muestra en las Figuras (a) y (b); paredes sólidas en dos o tres lados con paredes con muchas aberturas en los lados restantes).
Sistemas no paralelos		Aplicar si los lados del edificio no forman ángulos de 90 grados.
Esquina reentrante		Aplicar si hay una esquina reentrante, es decir, el edificio tiene forma de L, U, T o +, con proyecciones de más de 20 pies. Siempre que sea posible, verifique si hay separaciones sísmicas donde las alas se unen. Si es así, evalúe los golpes.
Aberturas de diafragma		Aplicar si hay una abertura que tiene un ancho de más del 50% del ancho del diafragma en cualquier nivel.
Las vigas no se alinean con las columnas		Aplicar si las vigas exteriores no se alinean con las columnas en el plano. Normalmente, esto se aplica a edificios de hormigón, donde las columnas perimetrales están fuera de las vigas perimetrales.

Fuente: FEMA 154

C. ANEXOS CALCULOS TÍPICOS

CARGA DE LA LOSA



Esquema de losa

Carga muerta

ELEMENTO	UNIDAD	DIMENSIONES			PESO ESPEC. (kg/m ³)	PESO (m ²)
		ALTURA (m)	ESPESOR (m)	LONGITUD (m)		
Peso propio loseta		1	0.05	1	2400	120
Peso propio de los Nervios		0.1	0.15	3.6	2400	129.6
Alivianamientos	8				10	80
Alisado + cielo raso		1	0.05	1	1900	95
Acabados		1	0.025	1	1200	30
CARGA TOTAL (CT)						454.6

CM= 454.6 Kg/m²

Carga viva

La ocupación o uso de la edificación es una unidad educativa por la tanto según NEC-SE-CG es CV=200kg/m².

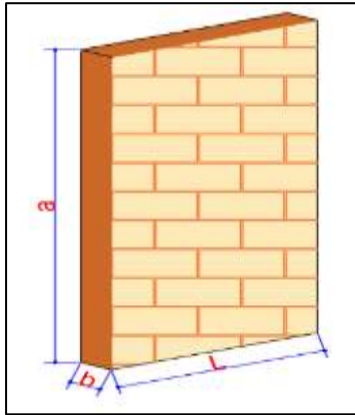
Carga cubierta metálica

CARGA MUERTA		
Peso estructura metálica	1 kg/m * 26 m	26 kg/m ²
Peso techo (e=0.35 mm; S correas = 1,50m)		3,35 kg/m ²
Peso iluminarias e instalaciones		5,5 kg/m ²
<i>TOTAL</i>		34,85 kg/m ²

CARGA VIVA		
CV ceniza (6cm)	0,06m * 1m * 1m * 1700 kg/m ³	102 kg/m ²

Carga muerta de Pared

Pared 1 (Maciza)



$$Pp_{P1} = 0.20 \text{ m} * 1 \text{ m} * 3.00 \text{ m} * 1600 \text{ kg/m}^3$$

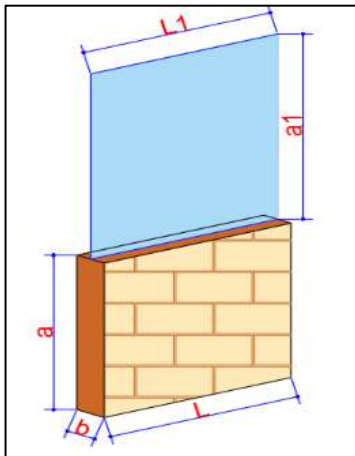
$$Pp_{P1} = 960 \text{ kg/m}$$

$$LT = 147.46 \text{ m}$$

$$CM_{P1} = \frac{Pp_{P1} * LT}{\text{Área losa}} = \frac{960 \text{ kg/m} * 147.46 \text{ m}}{795.76 \text{ m}^2}$$

$$CM_{P1} = 177.89 \text{ kg/m}^2$$

Pared 2 (Ventana)



$$Pp_{P2} = (0.20 * 1 * 0.80 * 1600) + (0.006 * 1 * 2.40 * 2600)$$

$$Pp_{P2} = 351.2 \text{ kg/m}$$

$$LT = 92.97 \text{ m}$$

$$CM_{P2} = \frac{Pp_{P2} * LT}{\text{Área losa}} = \frac{351.2 * 92.97}{795.76}$$

$$CM_{P2} = 41.03 \text{ kg/m}^2$$

Pared 3

$$Pp_{P3} = 0.20 \text{ m} * 1 \text{ m} * 0.70 \text{ m} * 1600 \text{ kg/m}^3$$

$$Pp_{P3} = 224 \text{ kg/m}$$

$$LT = 17.16 \text{ m}$$

$$CM_{P2} = \frac{Pp_{P2} * LT}{\text{Área losa}} = \frac{224 * 92.97}{795.76}$$

$$CM_{P2} = 4.83 \text{ kg/m}^2$$

▪ Entrepiso

$$CM_{losa} = 419 \text{ kg/m}^2$$

$$CM_{P-\text{entrepiso}} = CM_{P2} + CM_{P2} + CM_{P3}$$

$$CM_{P-entrepiso} = 2884.83 \text{ kg/m}^2$$

Cargas para Modelación en Etabs

Entrepiso

$$Pp_{losa} = 249.6 \text{ kg/m}^2$$

$$ACM_{entrepiso} = CM_{losa} - Pp_{losa} + CM_{P-entrepiso}$$

$$ACM_{entrepiso} = 388.43 \text{ kg/m}^2$$

D. ANEXOS SECCIONES CALCULADAS CON LOS REQUISITOS MINIMOS DE CUANTIA EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

BLOQUE 1

C1:45X45

C2: 45X60

C3:50X50

Datos col		
ancho	45	cm2
prof	45	cm2
var a	4	u
var p	4	u
fi long	14	mm
fi esq	16	mm
fi est	10	mm
s	10	cm
rec	3.00	cm
Ag	2025	cm2
As	20.35	cm2
cuant	1.00%	OK
sep a	10.33	OK
sep p	10.33	OK
Confinamiento		
s max	8	cm
Ash	3.06	cm2
est req	4	u
est real	4	

Datos col		
ancho	45	cm2
prof	60	cm2
var a	4	u
var p	5	u
fi long	16	mm
fi esq	16	mm
fi est	10	mm
s	10	cm
rec	3.00	cm
Ag	2700	cm2
As	28.13	cm2
cuant	1.04%	OK
sep a	10.20	OK
sep p	11.00	OK
Confinamiento		
s max	10	cm
Ash	2.59	cm2
est req	4	u
est real	4	

Datos col		
ancho	50	cm2
prof	50	cm2
var a	5	u
var p	5	u
fi long	14	mm
fi esq	16	mm
fi est	10	mm
s	10	cm
rec	3.00	cm
Ag	2500	cm2
As	26.50	cm2
cuant	1.06%	OK
sep a	8.65	OK
sep p	8.65	OK
Confinamiento		
s max	8	cm
Ash	3.03	cm2
est req	4	u
est real	4	

C4:45X75

VIGA: 35X45

Datos columna		
ancho	45	cm2
prof	75	cm2
var a	4	u
var p	6	u
fi long	16	mm
fi esq	18	mm
fi est	10	mm
s	10	cm
rec	3.00	cm
Ag	3375	cm2
As	34.29	cm2
cuant	1.02%	OK
sep a	10.07	OK
sep p	11.40	OK
Confinamiento		
s max	10	cm
Ash	2.33	cm2
est req	3	u
est real	4	u

Datos Viga		
b	35	cm
h def	45	cm
rec	3	cm
rel	1.29	
d	40.10	cm
d'	4.90	cm
Acero superior		
ϕ	18	mm
As	15.26	cm2
cuant	0.97%	OK
sep	3.24	OK
Acero inferior		
As	4.68	cm2
cuant	0.65%	OK
estribos		
ϕ	10	mm
s cal	30	cm
smax	10	cm
s real	10	ok

BLOQUE 2

C1:50X65

Datos columna		
ancho	50	cm2
prof	65	cm2
var a	5	u
var p	5	u
fi long	18	mm
fi esq	20	mm
fi est	10	mm
s	10	cm
rec	3.00	cm
Ag	3250	cm2
As	43.08	cm2
cuant	1.33%	OK
sep a	8.15	OK
sep p	11.90	OK
Confinamiento		
s max	10	cm
Ash	2.51	cm2
est req	4	u
est real	6	u

C2:50X50

Datos columna		
ancho	50	cm2
prof	50	cm2
var a	4	u
var p	4	u
fi long	18	mm
fi esq	18	mm
fi est	10	mm
s	10	cm
rec	3.00	cm
Ag	2500	cm2
As	30.52	cm2
cuant	1.22%	OK
sep a	11.60	OK
sep p	11.60	OK
Confinamiento		
s max	10	cm
Ash	2.92	cm2
est req	4	u
est real	4	u

C3:85X70

Datos columna		
ancho	85	cm2
prof	70	cm2
var a	6	u
var p	6	u
fi long	20	mm
fi esq	20	mm
fi est	10	mm
s	10	cm
rec	3.00	cm
Ag	5950	cm2
As	62.80	cm2
cuant	1.06%	OK
sep a	13.00	OK
sep p	10.00	OK
Confinamiento		
s max	10	cm
Ash	4.51	cm2
est req	6	u
est real	7	u

E. PLANOS ARQUITECTÓNICOS Y ESTRUCTURALES

PLANOS ARQUITÉCTONICOS



UNIVERSIDAD
TÉCNICA DE
AMBATO

DIRECCIÓN DE
INFRAESTRUCTURA

PLANO DE INFRAESTRUCTURA FÍSICA DE LA UTA

FACULTAD DE JURISPRUDENCIA Y CIENCIAS SOCIALES

CÓDIGO:

DIRINF-CH-E08-P1-2019

OTRA DENOMINACIÓN A LA EDIFICACIÓN:

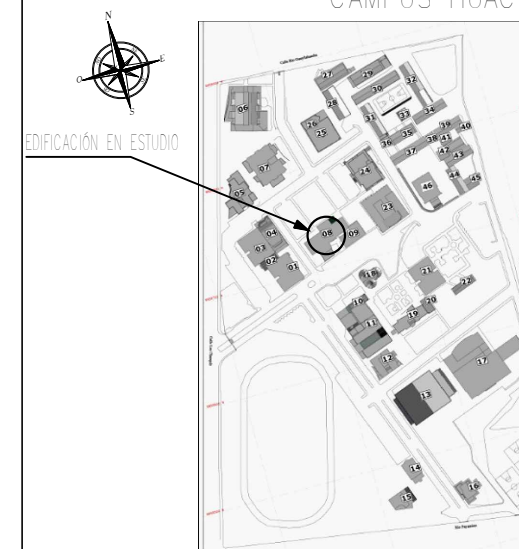
BLOQUE 1

FECHA DE ACTUALIZACIÓN:

AGOSTO 2019

UBICACIÓN:

CAMPUS HUACHI



AFORO TOTAL: 176 PERSONAS



DESCRIPCIÓN	ÁREA (M2)
PLANTA BAJA	802,95
PASILLO	153,48
AULA A1	57,55
AULA A2	57,55
BAÑO 1	3,49
BAÑO 2	2,32
DECANO	26,05
SUBDECANO	22,67
SECRETARÍA SUBDECANATO	48,11
SECRETARÍA DE FACULTAD	26,59
BAÑO 3	1,94
BODEGA 1	9,42
BODEGA 2	4,25
CONSEJO DIRECTIVO	26,83
ASCENSOR	4,00
BAÑO MUJERES	22,31
BAÑO HOMBRES	19,01
SALA DE DOCENTES 1	57,24
SALA DE DOCENTES 2	66,59
BODEGA 3	2,41
BAÑO 4	3,22
BAÑO 5	2,17
SECRETARÍA CARRERA DE DERECHO	29,73
COORDINACIÓN	18,66
INF. CARRERA DE DERECHO	30,60
SEGUIMIENTO A GRADUADOS	12,99
CRITERIOS PERTINENCIA Y AMBIENTE INSTITUCIONAL	13,05
GRADAS	4,83

APROBADO POR:

ARQ. SAÚL MEDINA

REVISADO POR:

ING. MARIO TORRES

ELABORADO POR:

RICARDO MORETA T



UNIVERSIDAD
TÉCNICA DE
AMBATO

DIRECCIÓN DE
INFRAESTRUCTURA

PLANO DE INFRAESTRUCTURA FÍSICA DE LA UTA

FACULTAD DE JURISPRUDENCIA Y CIENCIAS SOCIALES

CÓDIGO:

DIRINF-CH-E08-P2-2019

OTRA DENOMINACIÓN A LA EDIFICACIÓN:

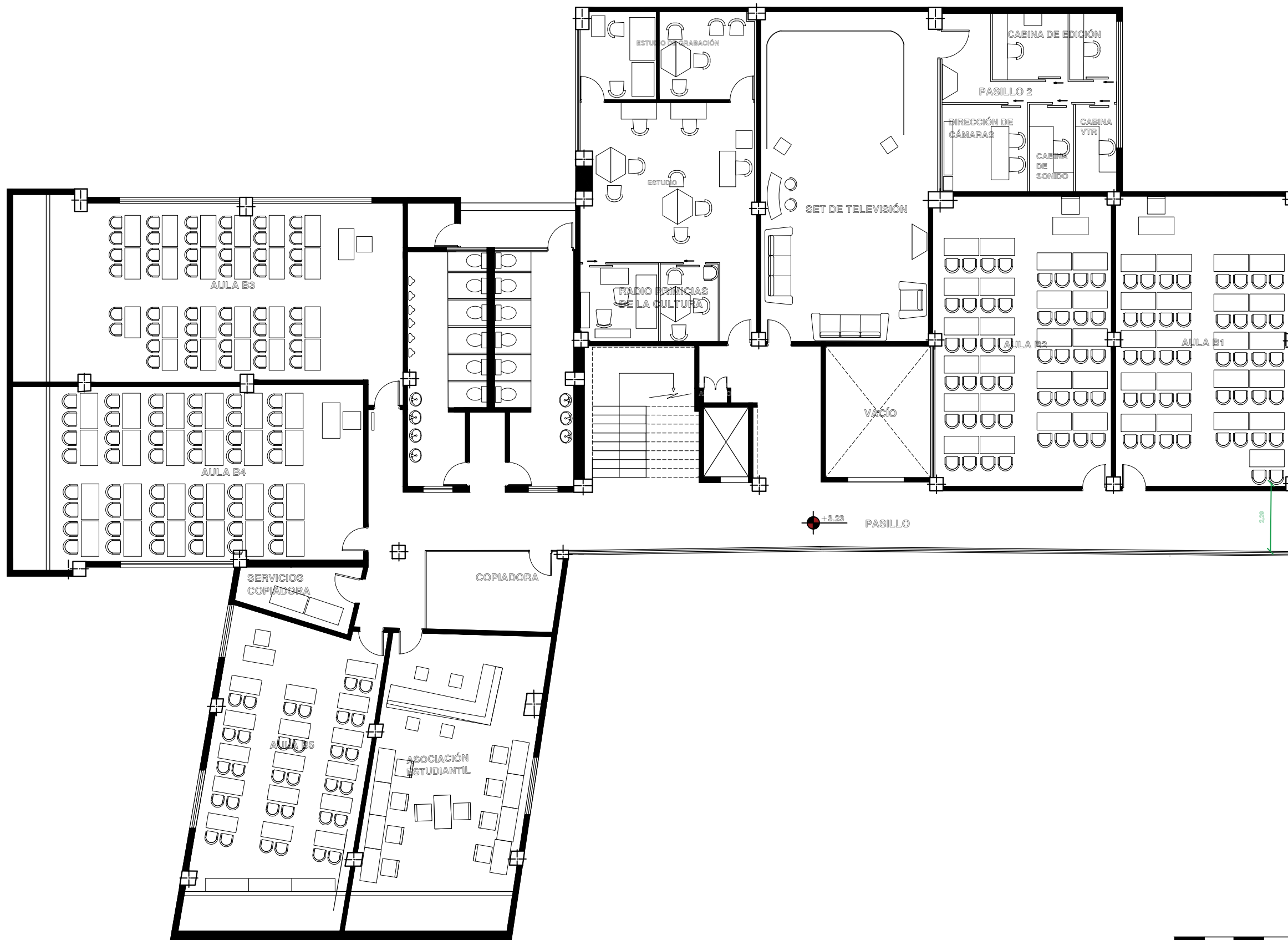
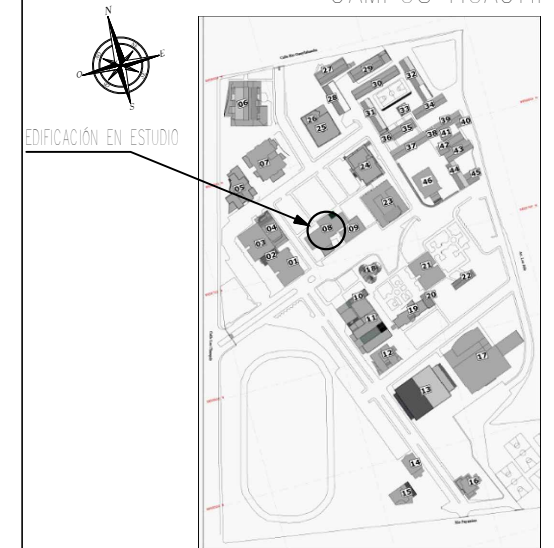
BLOQUE 1

FECHA DE ACTUALIZACIÓN:

AGOSTO 2019

UBICACIÓN:

CAMPUS HUACHI



AFORO TOTAL: 219 PERSONAS



Escala Gráfica

DESCRIPCIÓN	ÁREA (M2)
PRIMER PISO ALTO	795,76
PASILLO	90,23
AULA B1	58,55
AULA B2	57,91
PASILLO 2	7,90
DIRECCIÓN DE CÁMARAS	8,48
CABINA DE SONIDO	4,42
CABINA VTR	4,08
CABINA DE EDICIÓN	9,39
SET DE TELEVISIÓN	64,39
ESTUDIO DE GRABACIÓN	18,01
ESTUDIO	34,45
RADIO PRIMICIAS DE LA CULTURA	12,44
CONTROLES ASCENSOR	0,40
ASCENSOR	4,00
BAÑO MUJERES	19,51
BAÑO HOMBRES	19,07
TERRAZA ACCESIBLE	4,80
BODEGA DE SERVICIOS	2,36
AULA B3	80,02
AULA B4	70,02
COPIADORA	11,85
SERVICIOS COPIADORA	6,96
AULA B5	55,65
ASOCIACIÓN ESTUDIANTIL	53,56
VACÍO	15,70
GRADAS	17,07

APROBADO POR:

ARQ. SAÚL MEDINA

REVISADO POR:

ING. MARIO TORRES

ELABORADO POR:

RICARDO MORETA T



UNIVERSIDAD
TÉCNICA DE
AMBATO

DIRECCIÓN DE
INFRAESTRUCTURA

PLANO DE INFRAESTRUCTURA FÍSICA DE LA UTA

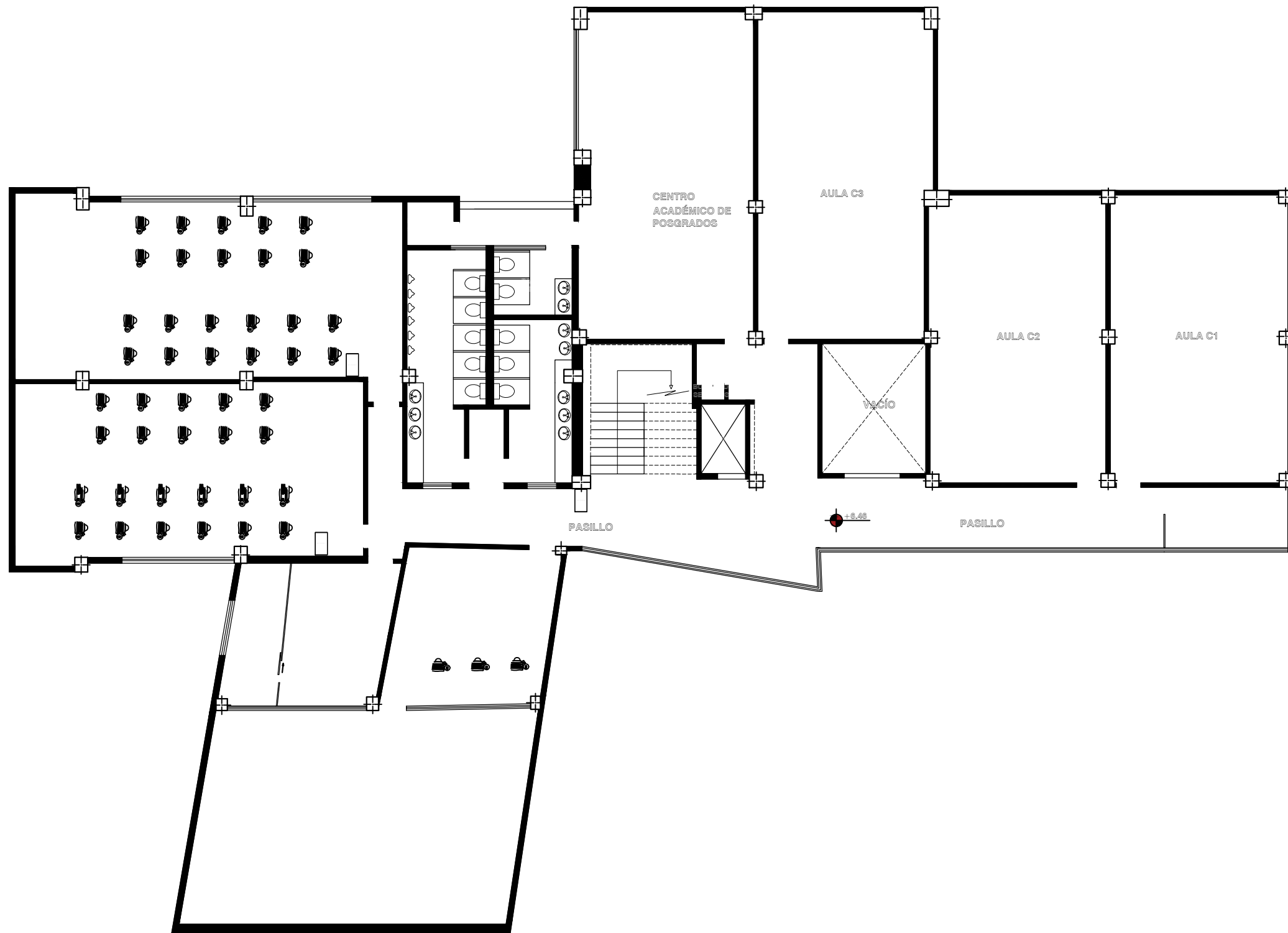
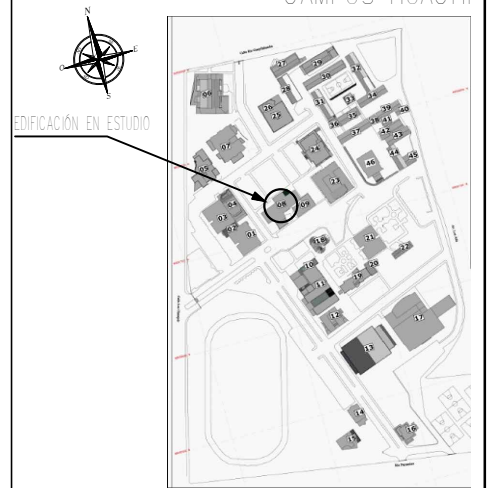
FACULTAD DE JURISPRUDENCIA Y CIENCIAS SOCIALES

CÓDIGO:
DIRINF-CH-E08-P3-2019

OTRA DENOMINACIÓN A LA EDIFICACIÓN: BLOQUE 1

FECHA DE ACTUALIZACIÓN: AGOSTO 2019

UBICACIÓN: CAMPUS HUACHI



DESCRIPCIÓN	ÁREA (M2)
SEGUNDO PISO ALTO	765,42
PASILLO	92,22
AULA C1	58,55
AULA C2	58,02
AULA C3	64,39
CENTRO ACADÉMICO DE POSGRADOS	61,01
BODEGA DE SERVICIOS 1	0,40
ASCENSOR	4,00
ARCHIVO	4,79
BODEGA DE SERVICIOS 2	2,36
BAÑO DE MUJERES	13,19
BAÑO GENERAL	5,89
BAÑO DE HOMBRES	19,07
LABORATORIO 2	80,02
COMPUTACIÓN	
LABORATORIO 1	70,00
COMPUTACIÓN	
ADMINISTRACIÓN DE REDES	26,08
UNIDAD DE INVESTIGACIÓN	28,26
TERRAZA	80,23
VACÍO	15,53
GRADAS	17,05

APROBADO POR:
ARQ. SAÚL MEDINA

REVISADO POR:
ING. MARIO TORRES

ELABORADO POR:
RICARDO MORETA T

AFORO TOTAL: 182 PERSONAS





UNIVERSIDAD
TÉCNICA DE
AMBATO

DIRECCIÓN DE
INFRAESTRUCTURA

PLANO DE INFRAESTRUCTURA FÍSICA DE LA UTA

FACULTAD DE JURISPRUDENCIA Y CIENCIAS SOCIALES

CODIGO:

DIRINF-CH-E09-P1-2019

OTRA DENOMINACIÓN A LA EDIFICACIÓN:

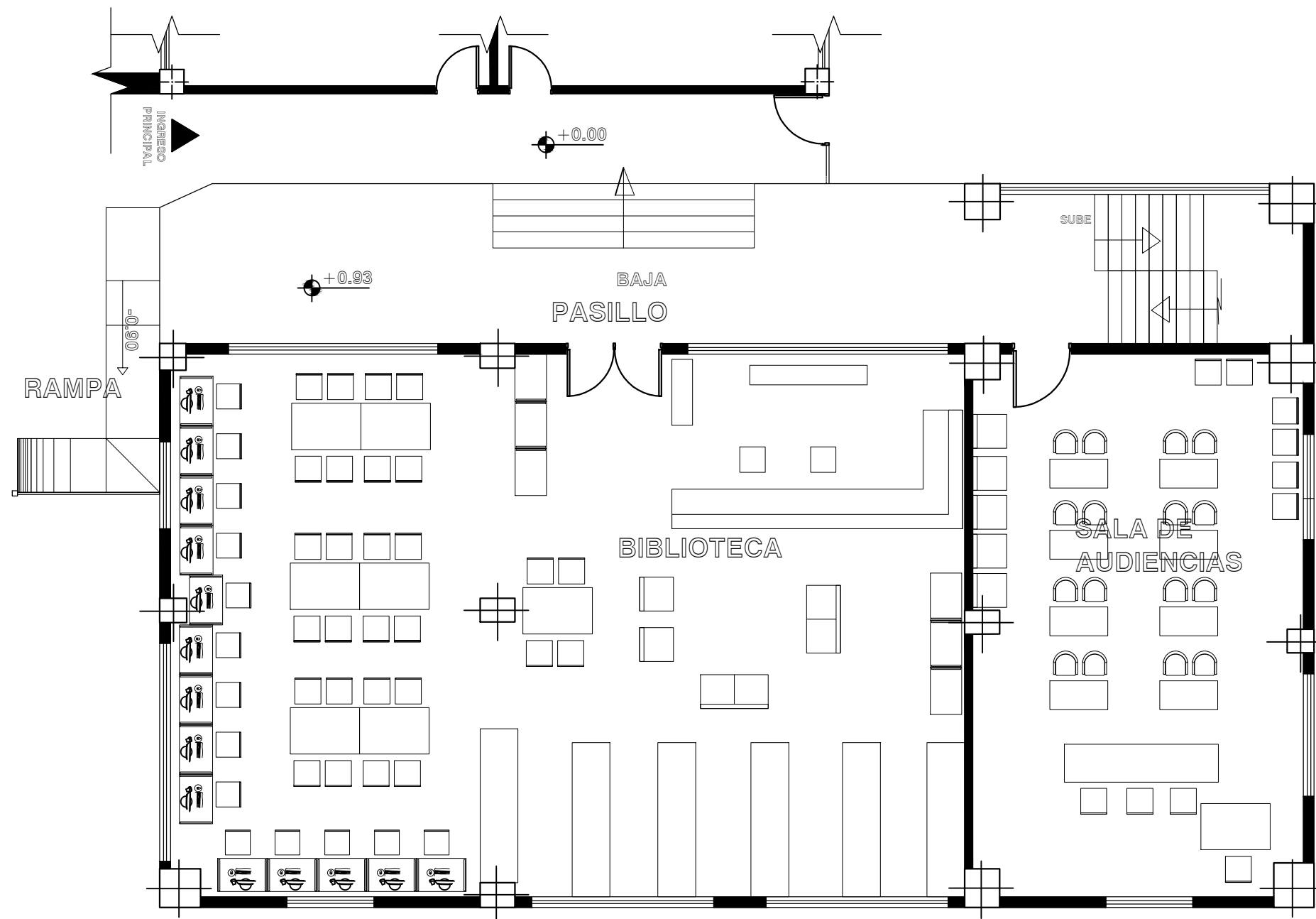
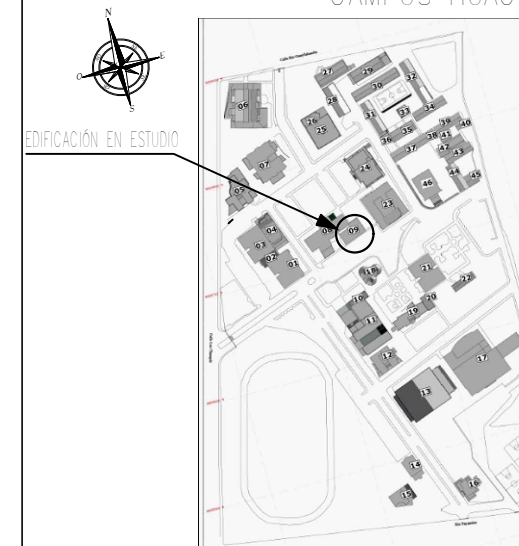
BLOQUE 2

FECHA DE ACTUALIZACIÓN:

AGOSTO 2019

UBICACIÓN:

CAMPUS HUACHI



DESCRIPCIÓN	ÁREA (M2)
PLANTA BAJA	289,68
SALA DE AUDIENCIAS	60,68
BIBLIOTECA	148,63
PASILLO	50,85
GRADAS	10,46

APROBADO POR:

ARQ. SAÚL MEDINA

REVISADO POR:

ING. MARIO TORRES

ELABORADO POR:

RICARDO MORETA T



Escala Gráfica

AFORO TOTAL: 86 PERSONAS



UNIVERSIDAD
TÉCNICA DE
AMBATO

DIRECCIÓN DE
INFRAESTRUCTURA

PLANO DE INFRAESTRUCTURA FÍSICA DE LA UTA

FACULTAD DE JURISPRUDENCIA Y CIENCIAS SOCIALES

CODIGO:

DIRINF-CH-E09-P2-2019

OTRA DENOMINACIÓN A LA EDIFICACIÓN:

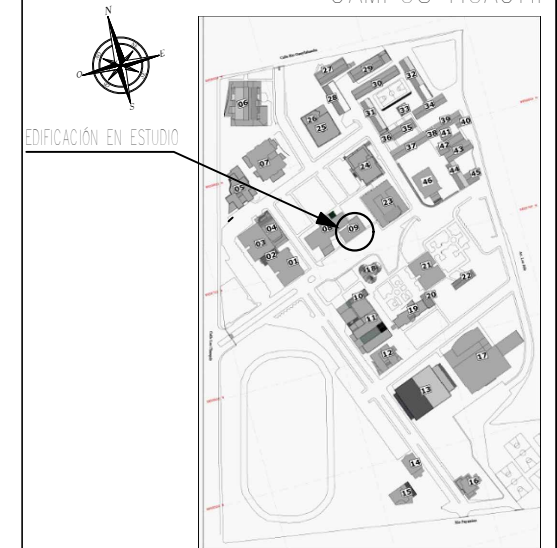
BLOQUE 2

FECHA DE ACTUALIZACIÓN:

AGOSTO 2019

UBICACIÓN:

CAMPUS HUACHI



DESCRIPCIÓN	ÁREA (M2)
PRIMER PISO ALTO	251,13
AULA D1	59,80
CARRERA DE TRABAJO SOCIAL	34,98
CARRERA DE COMUNICACIÓN SOCIAL	34,91
AULA D2	62,26
PASILLO	25,93
GRADAS	10,70

APROBADO POR:

ARQ. SAÚL MEDINA

REVISADO POR:

ING. MARIO TORRES

ELABORADO POR:

RICARDO MORETA T



Escala Gráfica

AFORO TOTAL: 86 PERSONAS



UNIVERSIDAD
TÉCNICA DE
AMBATO

DIRECCIÓN DE
INFRAESTRUCTURA

PLANO DE INFRAESTRUCTURA FÍSICA DE LA UTA

FACULTAD DE JURISPRUDENCIA Y CIENCIAS SOCIALES

CODIGO:

DIRINF-CH-E09-P3-2019

OTRA DENOMINACIÓN A LA EDIFICACIÓN:

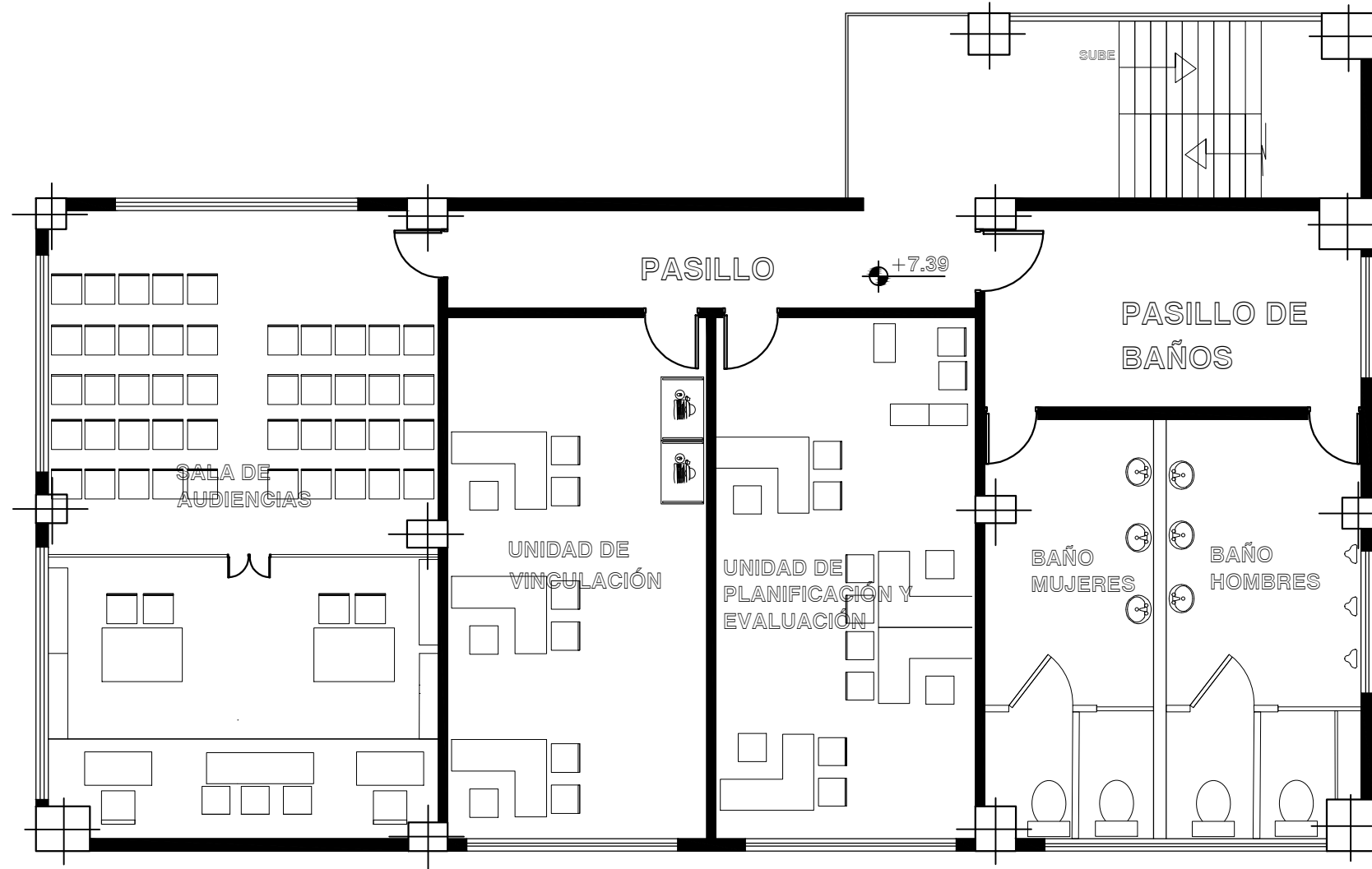
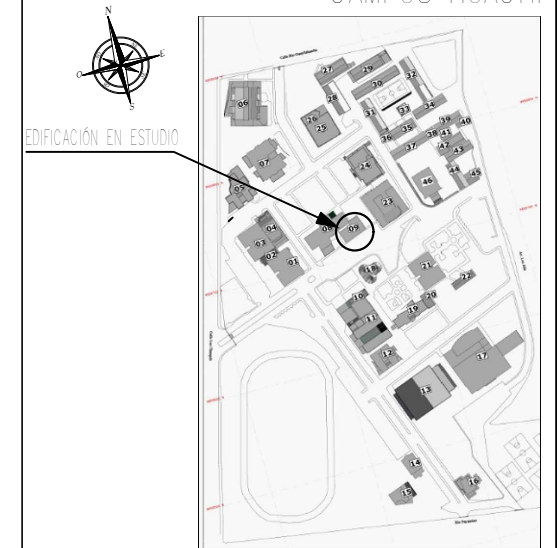
BLOQUE 2

FECHA DE ACTUALIZACIÓN:

AGOSTO 2019

UBICACIÓN:

CAMPUS HUACHI



DESCRIPCIÓN	ÁREA (M2)
SEGUNDO PISO ALTO	251,13
PASILLO DE BAÑOS	18,55
BAÑO DE HOMBRES	20,63
BAÑO DE MUJERES	18,04
UNIDAD DE PLANIFICACIÓN Y EVALUACIÓN	34,98
UNIDAD DE VINCULACIÓN	34,91
SALA DE AUDIENCIAS	62,26
PASILLO	25,93
GRADAS	10,70

APROBADO POR:

ARQ. SAÚL MEDINA

REVISADO POR:

ING. MARIO TORRES

ELABORADO POR:

RICARDO MORETA T



Escala Gráfica

AFORO TOTAL: 36 PERSONAS



UNIVERSIDAD
TÉCNICA DE
AMBATO

DIRECCIÓN DE
INFRAESTRUCTURA

PLANO DE INFRAESTRUCTURA FÍSICA DE LA UTA

FACULTAD DE JURISPRUDENCIA Y CIENCIAS SOCIALES

CODIGO:

DIRINF-CH-E09-P4-2019

OTRA DENOMINACIÓN A LA EDIFICACIÓN:

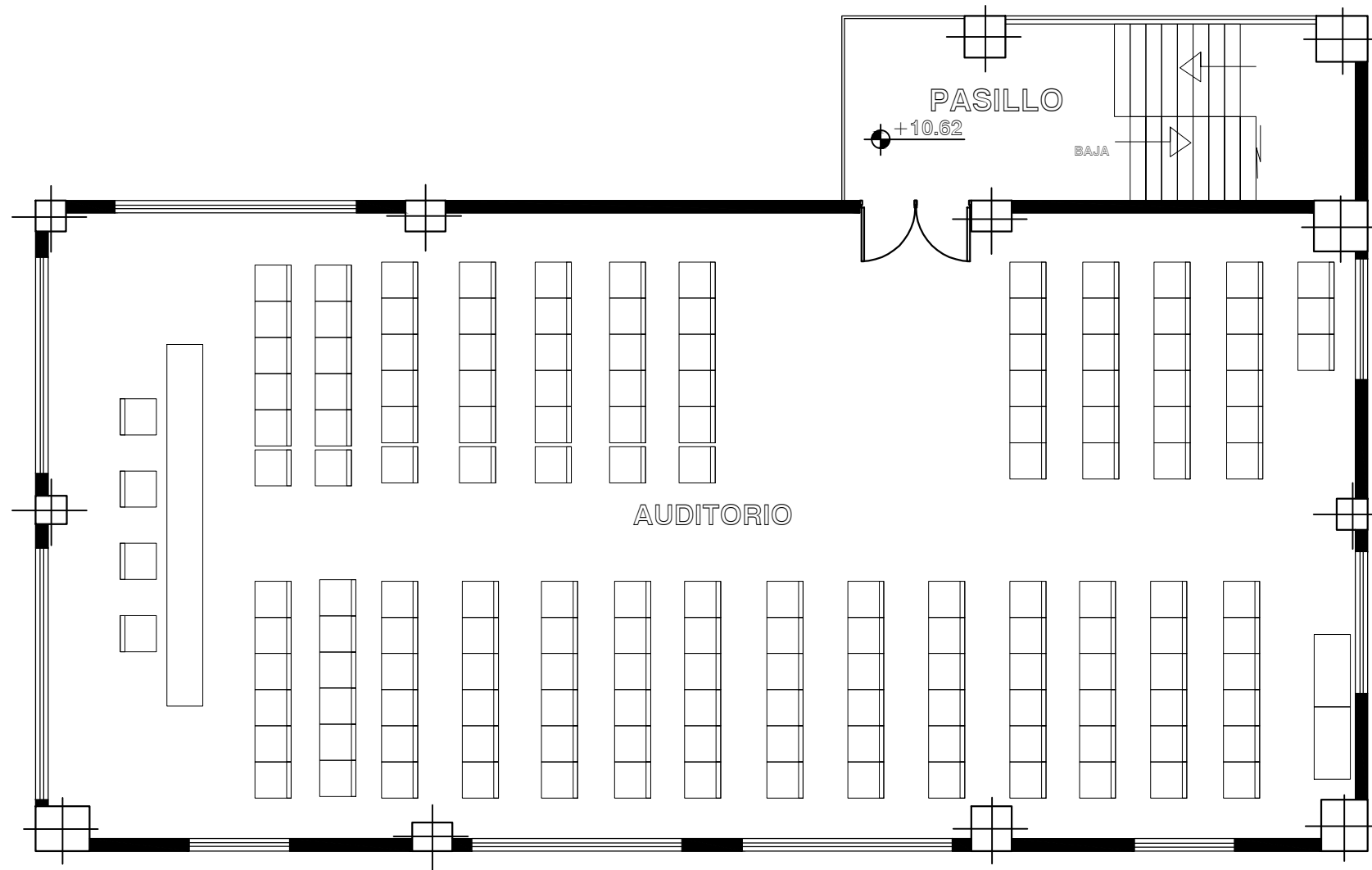
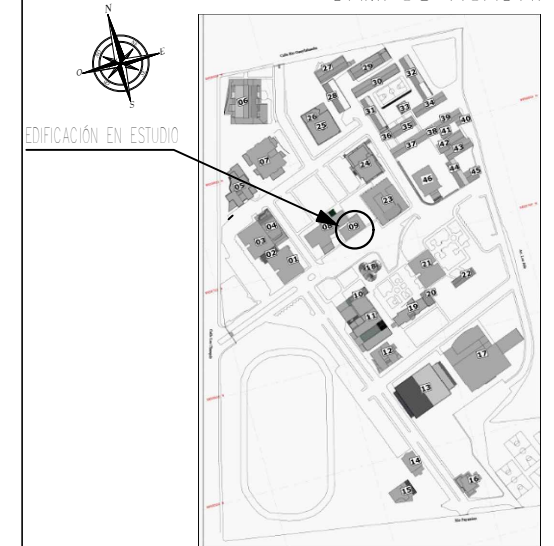
BLOQUE 2

FECHA DE ACTUALIZACIÓN:

AGOSTO 2019

UBICACIÓN:

CAMPUS HUACHI



DESCRIPCIÓN	ÁREA (M2)
TERCER PISO ALTO	251,13
AUDITORIO	210,80
PASILLO	12,24
GRADAS	10,70

APROBADO POR:

ARQ. SAÚL MEDINA

REVISADO POR:

ING. MARIO TORRES

ELABORADO POR:

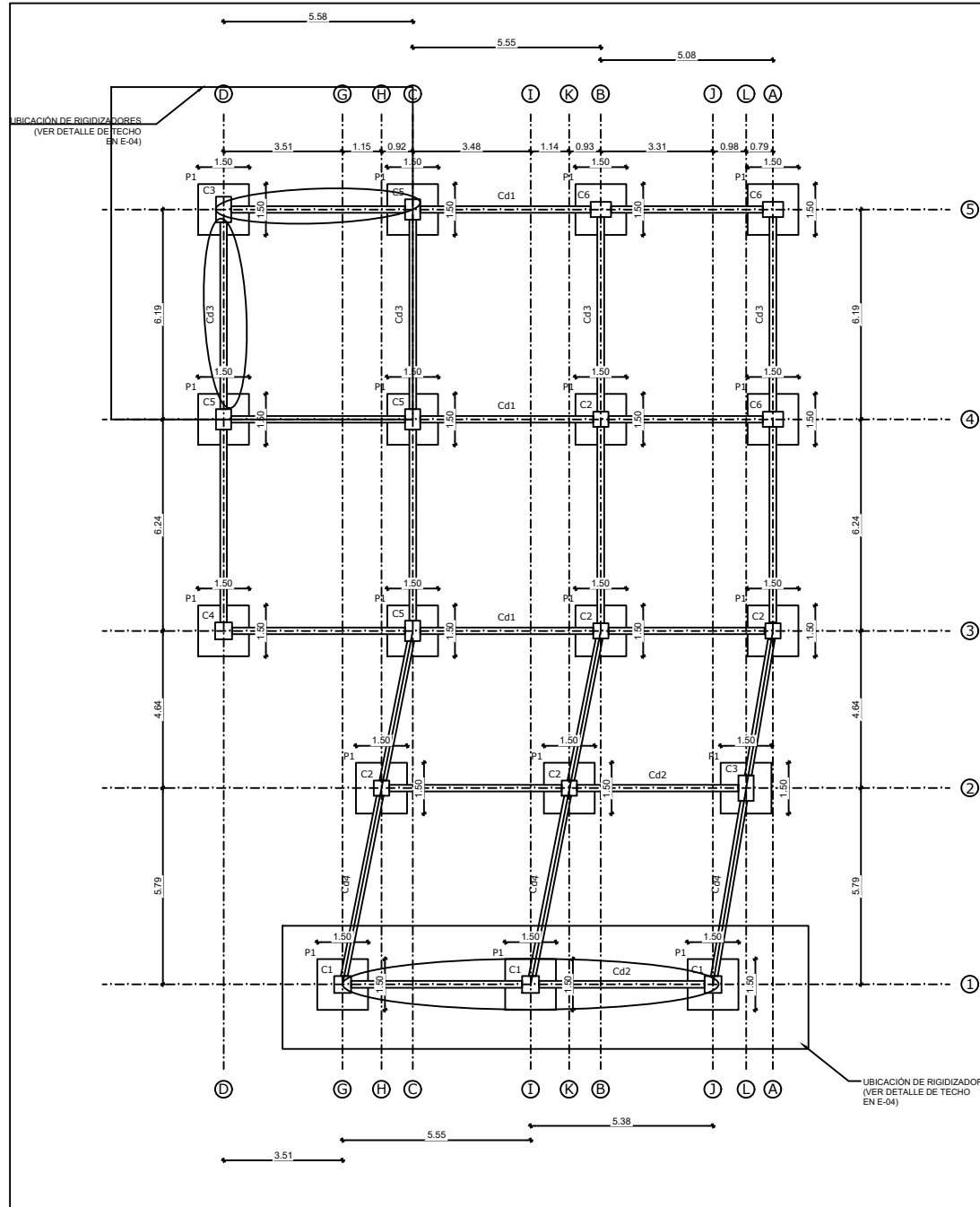
RICARDO MORETA T



Escala Gráfica

AFORO TOTAL: 108 PERSONAS

PLANOS ESTRUCTURALES

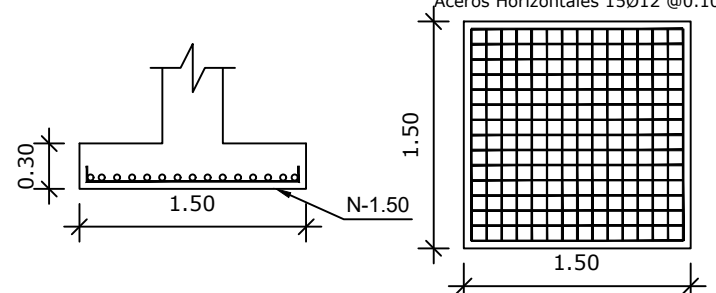


PLANTA GENERAL DE CIMENTACIÓN
ESCALA 1:100

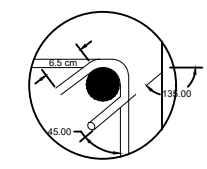
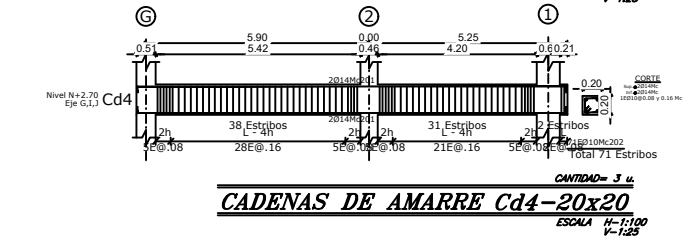
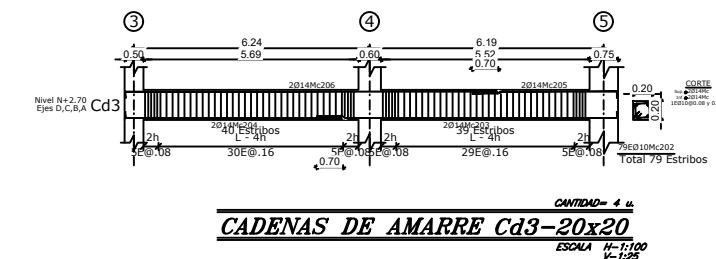
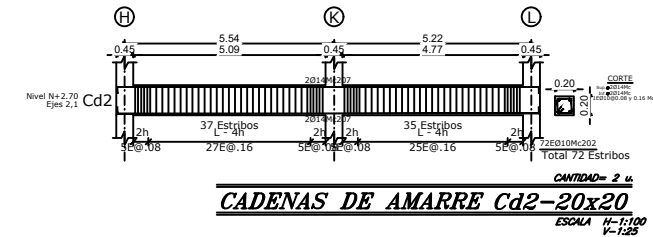
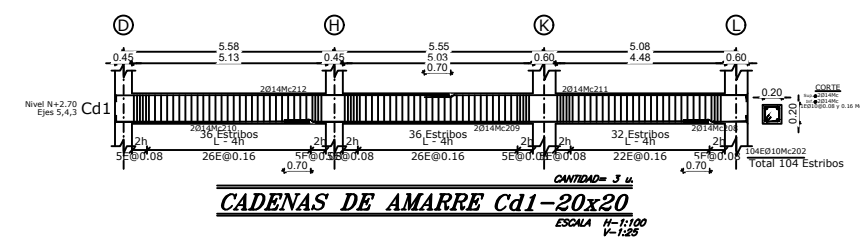
TIPO	No.	DIMENSIONES			MARCAS ARMADURA	NIVEL	UBICACIÓN
		A	B	H			
P1	18	1.50	1.50	0.30	15Ø12Mc101 @0.10 15Ø12Mc101 @0.10	Verticales Horizontales	N-1.50 D3, D4, D5, G1, H2, H3, H4, H5, I1, K2, K3, K4, K5, L1, L2, L3, L4, L5

P1

18 PLINTOS
Aceros Verticales 15Ø12 @0.10
Aceros Horizontales 15Ø12 @0.10



UBICACIÓN
D3, D4, D5, G1, H2, H3, H4, H5, I1, K2,
K3, K4, K5, L1, L2, L3, L4, L5



ESPECIFICACIONES TECNICAS

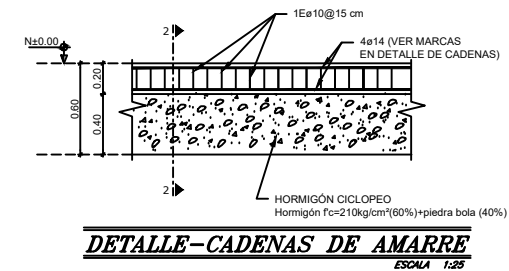
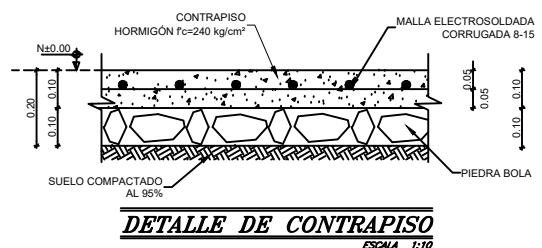
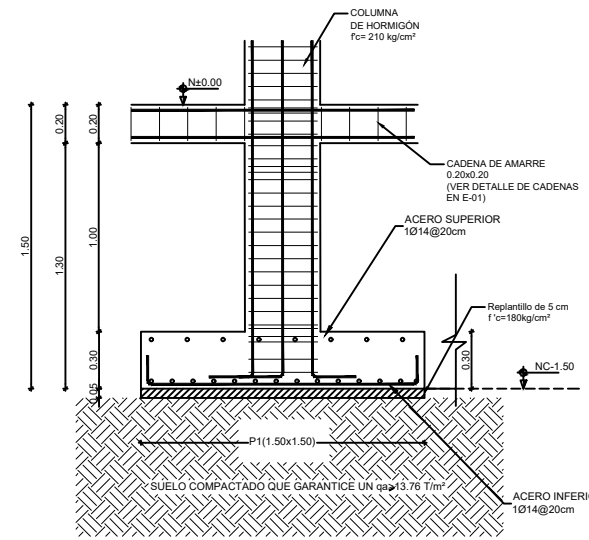
ACERO CORRUGADO LAMINADO EN CALIENTE:
fy=4200kg/cm²
DEFORMACION MINIMA A LA ROTURA = 18%
DIAMETROS 10, 12, 14, 16, 18 mm
* TRASLAPES MINIMOS Y ARMADO DE VIGAS:
SI NO SE ESPECIFICAN EN PLANOS = 60Ø
(NO MENOS DE 75cm)
* EL PRIMER ESTRIBO SE PONDRÁ A 5 cm DE LA CARA DE LA COLUMNA
* RECURRIMIENTOS MINIMOS:
VIGAS = 4 cm
LOSA = 2.5 cm
COLUMNAS = 4 cm
* LA CARGA VIVA O DE SERVICIO ES DE 200 Kg/m²
* ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO: q=13.76 T/m²
Retirar 50 cm de espesor de suelo bajo los plintos y compactarlo en 3 capas de 17 cm hasta alcanzar el 95% del proctor standard verificado en laboratorio.

RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS:
fc=240 Kg/cm²
EN PROBETAS ESTANDAR DE 15.24cm DE DIAMETRO Y 30.48cm DE ALTURA
* TAMANIO MAXIMO DE LOS AGREGADOS:
2.54 cm
NO MAYOR A 7.0 cm
* TOMA DE MUESTRAS PARA ENSAYOS:
NO MENOS DE 6 PROBETAS POR CADA 5 (m²) DE HORMIGÓN O FRACCION POR DIA DE FUNDICION
* NOTA:
LOS TRABAJOS EN HORMIGÓN ARMADO SE REALIZARAN CONFORME A LOS REQUERIMIENTOS DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC 2015 Y EL CODIGO A.C.I.318-08

ARMADO DE PLINTOS
El armado de plintos es resistente a efectos sísmicos por ende debe colocarse armadura tanto inferior como superior según consta en planos, planillas y detalles.

CARGAS DE DISEÑO GRAVITACIONALES:
LOSAS DE ENTREPISO: LD=280 kg/m², LL=200 kg/m²
LOSAS DE TERRAZA ACCESIBLE: LD=168 kg/m², LR=200 kg/m²
LOSAS DE TERRAZA INACCESIBLE: LD=168 kg/m², LR=100 kg/m²

DONDE:
LD= CARGA MUERTA
LL= CARGA VIVA
LR= CARGA VIVA DE CUBIERTA O TERRAZA



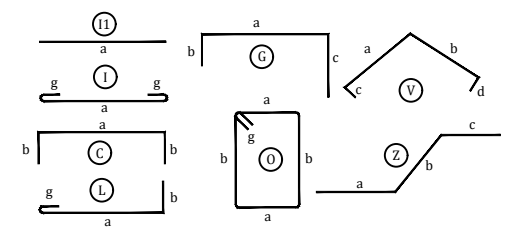
PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES					Long. Desar. (m)	Long. Total	Peso Kg	Obsv.
				a	b	c	d	g				
MARCAS 100 200												
PLANILLA PLINTOS												
101	C	12	540	1.40	0.10	-	-	-	1.60	864	767.2	-
PLANILLA CADENAS DE AMARRE												
201	C	14	12	11.34	0.17	-	-	-	11.68	140.16	169.3	-
202	O	10	985	0.15	0.15	-	-	0.07	0.74	728.9	449.7	-
203	L	14	8	7.94	0.17	-	-	-	8.11	64.88	78.4	-
204	L	14	8	5.76	0.17	-	-	-	5.93	47.44	57.3	-
205	L	14	8	3.83	0.17	-	-	-	4	32	38.7	-
206	L	14	8	9.87	0.17	-	-	-	10.04	80.32	97.0	-
207	C	14	8	11.15	0.17	-	-	-	11.49	91.92	111.0	-
208	L	14	6	1.67	0.17	-	-	-	1.84	11.04	13.3	-
209	I1	14	6	11.26	-	-	-	-	11.26	67.56	81.6	-
210	L	14	6	5.15	0.17	-	-	-	5.32	31.92	38.6	-
211	L	14	6	8.52	0.17	-	-	-	8.69	52.14	63.0	-
212	L	14	6	8.86	0.17	-	-	-	9.03	54.18	65.5	-

RESUMEN DE MATERIALES

Ø	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313
L (m)	-	729	864	674	-	-	-	-	-	-	-
PESO (Kg)	-	450	767	814	-	-	-	-	-	-	-
Wtot (Kg)	-	2031	-	-	-	-	-	-	-	-	-
HORMIGON Fc = 210 Kg/cm²	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
ACERO fy = 4200 Kg/cm²	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

TIPOS DE ACEROS:



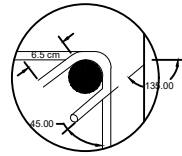
UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
PROYECTO: Análisis de la Facultad de Jurisprudencia y Ciencias Sociales

CONTIENE: -Cadenas de amarre Bloque 1A -Detalle de plintos-Bloque 1A

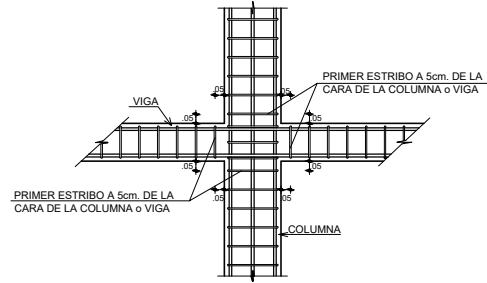
Elaborado por: Patricia Pilco
Aprobó: Ing. Jorge Cevallos

FECHA: Febrero 2022

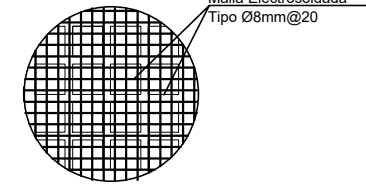
LÁMINA: 1/12 ESCALA: Indicadas



DETALLE GANCHO SISMICO
ESCALA 5/8



DISTRIBUCION DE ESTRIBOS EN UNION VIGA - COLUMNA
ESCALA 5/8



DETALLE As TEMPERATURA
ESCALA 5/8

NIVEL		CUADRO DE COLUMNAS																	
N+11.19		CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2016Mc Der. #2016Mc Der. #6016Mc 1E010@0.15 Mc			CORTE Izq. #8018Mc Izq. #2016Mc Der. #8018Mc Der. #6016Mc 1E010@0.15 Mc			CORTE Izq. #7016Mc Izq. #2018Mc Der. #7016Mc Der. #6016Mc 1E010@0.15 Mc			CORTE Izq. #7016Mc Izq. #2018Mc Der. #7016Mc Der. #6016Mc 1E010@0.15 Mc			CORTE Izq. #7016Mc Izq. #2018Mc Der. #7016Mc Der. #6016Mc 1E010@0.15 Mc					
N+10.69		CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2018Mc Der. #6016Mc Der. #2018Mc 1E010@0.15 Mc			CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2018Mc Der. #6016Mc Der. #2018Mc 1E010@0.15 Mc			CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2018Mc Der. #6016Mc Der. #2018Mc 1E010@0.15 Mc			CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2018Mc Der. #6016Mc Der. #2018Mc 1E010@0.15 Mc			CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2018Mc Der. #6016Mc Der. #2018Mc 1E010@0.15 Mc					
N+7.46		CORTE Izq. #59E010Mc315 Izq. #59E010Mc316 Der. #59E010Mc315 Der. #59E010Mc316 1E010@0.15 Mc			CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2018Mc Der. #6016Mc Der. #2018Mc 1E010@0.15 Mc			CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2018Mc Der. #6016Mc Der. #2018Mc 1E010@0.15 Mc			CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2018Mc Der. #6016Mc Der. #2018Mc 1E010@0.15 Mc			CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2018Mc Der. #6016Mc Der. #2018Mc 1E010@0.15 Mc					
N+6.96		CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2018Mc Der. #6016Mc Der. #2018Mc 1E010@0.15 Mc			CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2018Mc Der. #6016Mc Der. #2018Mc 1E010@0.15 Mc			CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2018Mc Der. #6016Mc Der. #2018Mc 1E010@0.15 Mc			CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2018Mc Der. #6016Mc Der. #2018Mc 1E010@0.15 Mc			CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2018Mc Der. #6016Mc Der. #2018Mc 1E010@0.15 Mc					
N+3.73		CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2018Mc Der. #6016Mc Der. #2018Mc 1E010@0.15 Mc			CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2018Mc Der. #6016Mc Der. #2018Mc 1E010@0.15 Mc			CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2018Mc Der. #6016Mc Der. #2018Mc 1E010@0.15 Mc			CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2018Mc Der. #6016Mc Der. #2018Mc 1E010@0.15 Mc			CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2018Mc Der. #6016Mc Der. #2018Mc 1E010@0.15 Mc					
N+3.23		CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2018Mc Der. #6016Mc Der. #2018Mc 1E010@0.15 Mc			CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2018Mc Der. #6016Mc Der. #2018Mc 1E010@0.15 Mc			CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2018Mc Der. #6016Mc Der. #2018Mc 1E010@0.15 Mc			CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2018Mc Der. #6016Mc Der. #2018Mc 1E010@0.15 Mc			CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2018Mc Der. #6016Mc Der. #2018Mc 1E010@0.15 Mc					
N+0.00		CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2018Mc Der. #6016Mc Der. #2018Mc 1E010@0.15 Mc			CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2018Mc Der. #6016Mc Der. #2018Mc 1E010@0.15 Mc			CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2018Mc Der. #6016Mc Der. #2018Mc 1E010@0.15 Mc			CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2018Mc Der. #6016Mc Der. #2018Mc 1E010@0.15 Mc			CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2018Mc Der. #6016Mc Der. #2018Mc 1E010@0.15 Mc					
N-1.20		CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2018Mc Der. #6016Mc Der. #2018Mc 1E010@0.15 Mc			CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2018Mc Der. #6016Mc Der. #2018Mc 1E010@0.15 Mc			CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2018Mc Der. #6016Mc Der. #2018Mc 1E010@0.15 Mc			CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2018Mc Der. #6016Mc Der. #2018Mc 1E010@0.15 Mc			CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2018Mc Der. #6016Mc Der. #2018Mc 1E010@0.15 Mc					
N-1.50		CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2018Mc Der. #6016Mc Der. #2018Mc 1E010@0.15 Mc			CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2018Mc Der. #6016Mc Der. #2018Mc 1E010@0.15 Mc			CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2018Mc Der. #6016Mc Der. #2018Mc 1E010@0.15 Mc			CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2018Mc Der. #6016Mc Der. #2018Mc 1E010@0.15 Mc			CORTE Izq. #6016Mc Izq. #2018Mc Der. #6016Mc Der. #2018Mc 1E010@0.15 Mc					
TIPO		C1			C2			C3			C4			C5			C6		
No.	UBICACIÓN	SECCIÓN A	SECCIÓN B	No.	UBICACIÓN	SECCIÓN A	SECCIÓN B	No.	UBICACIÓN	SECCIÓN A	SECCIÓN B	No.	UBICACIÓN	SECCIÓN A	SECCIÓN B	No.	UBICACIÓN	SECCIÓN A	SECCIÓN B
3	G1, I1, L1	0.50	0.50	5	H2, K2, K3, K4, L3	0.45	0.45	2	O5, L2	0.45	0.75	1	D3	0.50	0.50	4	D4, H3, H4, H5	0.45	0.80
																3	K5, L4, L5	0.60	0.45

PLANILLA DE ACEROS

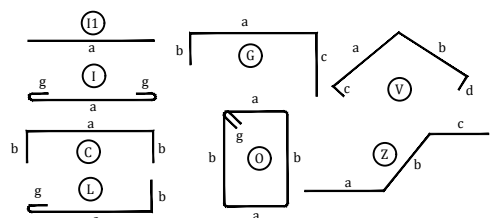
Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES					Long. Desar. (m)	Long. Total	Peso Kg	Obsv.
				a	b	c	d	g				
MARCAS 300												
PLANILLA COLUMNAS												
301	L	16	89	6.24	0.15	-	-	-	6.39	568.71	897.4	
302	L	16	89	7.19	0.60	-	-	-	7.79	693.31	1094.0	
303	L	16	61	2.48	0.15	-	-	-	2.63	160.43	253.2	
304	L	16	61	10.95	0.60	-	-	-	11.55	794.55	1111.8	
305	O	10	420	0.40	0.15	-	-	0.07	1.24	520.8	321.3	
306	O	10	420	0.25	0.40	-	-	0.07	1.44	604.8	373.2	
307	O	10	420	0.40	0.40	-	-	0.07	1.74	730.8	450.9	
308	L	16	28	2.49	0.15	-	-	-	2.64	73.92	116.7	
309	L	16	28	10.94	0.60	-	-	-	11.54	323.12	509.9	
310	O	10	336	0.29	0.40	-	-	0.07	1.52	510.72	315.1	
311	O	10	336	0.55	0.15	-	-	0.07	1.54	517.44	319.3	
312	O	10	336	0.55	0.40	-	-	0.07	2.04	685.44	422.9	
313	G	16	36	8.90	0.60	0.15	-	-	9.65	347.4	548.2	
314	G	18	12	8.90	0.60	0.15	-	-	9.65	115.8	231.4	
315	O	10	261	0.24	0.45	-	-	0.07	1.52	396.72	244.8	
316	O	10	261	0.45	0.24	-	-	0.07	1.52	396.72	244.8	
317	O	10	261	0.45	0.45	-	-	0.07	1.94	506.34	312.4	
318	L	16	6	6.30	0.15	-	-	-	6.45	38.7	61.1	
319	L	18	2	6.30	0.15	-	-	-	6.45	12.9	25.8	
320	L	16	6	7.23	0.60	-	-	-	7.83	46.98	74.1	
321	L	18	2	7.23	0.60	-	-	-	7.83	15.66	31.3	
322	L	16	10	2.53	0.15	-	-	-	2.68	26.8	42.3	
323	L	18	18	2.53	0.15	-	-	-	2.68	48.24	96.4	
324	L	16	10	11.00	0.60	-	-	-	11.60	116	183.1	
325	L	18	18	11.00	0.60	-	-	-	11.60	208.8	417.2	
326	L	16	16	6.29	0.15	-	-	-	6.44	103.04	205.9	
327	L	16	4	6.29	0.15	-	-	-	6.44	25.76	40.7	
328	L	16	16	7.24	0.60	-	-	-	7.84	125.44	250.6	
329	L	16	4	7.24	0.60	-	-	-	7.84	31.36	49.5	
330	O	10	168	0.70	0.25	-	-	0.07	2.04	342.72	211.5	
331	O	10	168	0.43	0.40	-	-	0.07	1.80	302.4	186.6	
332	O	10	168	0.70	0.40	-	-	0.07	2.34	393.12	242.6	
333	O	10	252	0.40	0.20	-	-	0.07	1.34	337.68	208.4	
334	O	10	252	0.22	0.55	-	-	0.07	1.68	423.36	261.2	
335	O	10	252	0.40	0.55	-	-	0.07	2.04	514.08	317.2	

RESUMEN DE MATERIALES

Ø	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313
L (m)	-	7183	-	3157	630	-	-	-	-	-	-
PESO (Kg)	-	4432	-	4982	1258	-	-	-	-	-	-

Wrot (Kg) = 10672
 HORMIGON Fc = 210 Kg/cm2
 ACERO fy = 4200 Kg/cm2

TIPOS DE ACEROS:



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

**PROYECTO: Análisis de la Facultad de
Jurisprudencia y Ciencias Sociales**

CONTIENE: Detalle de columnas Bloque 1A

Elaborado por:

Patricia Pilco

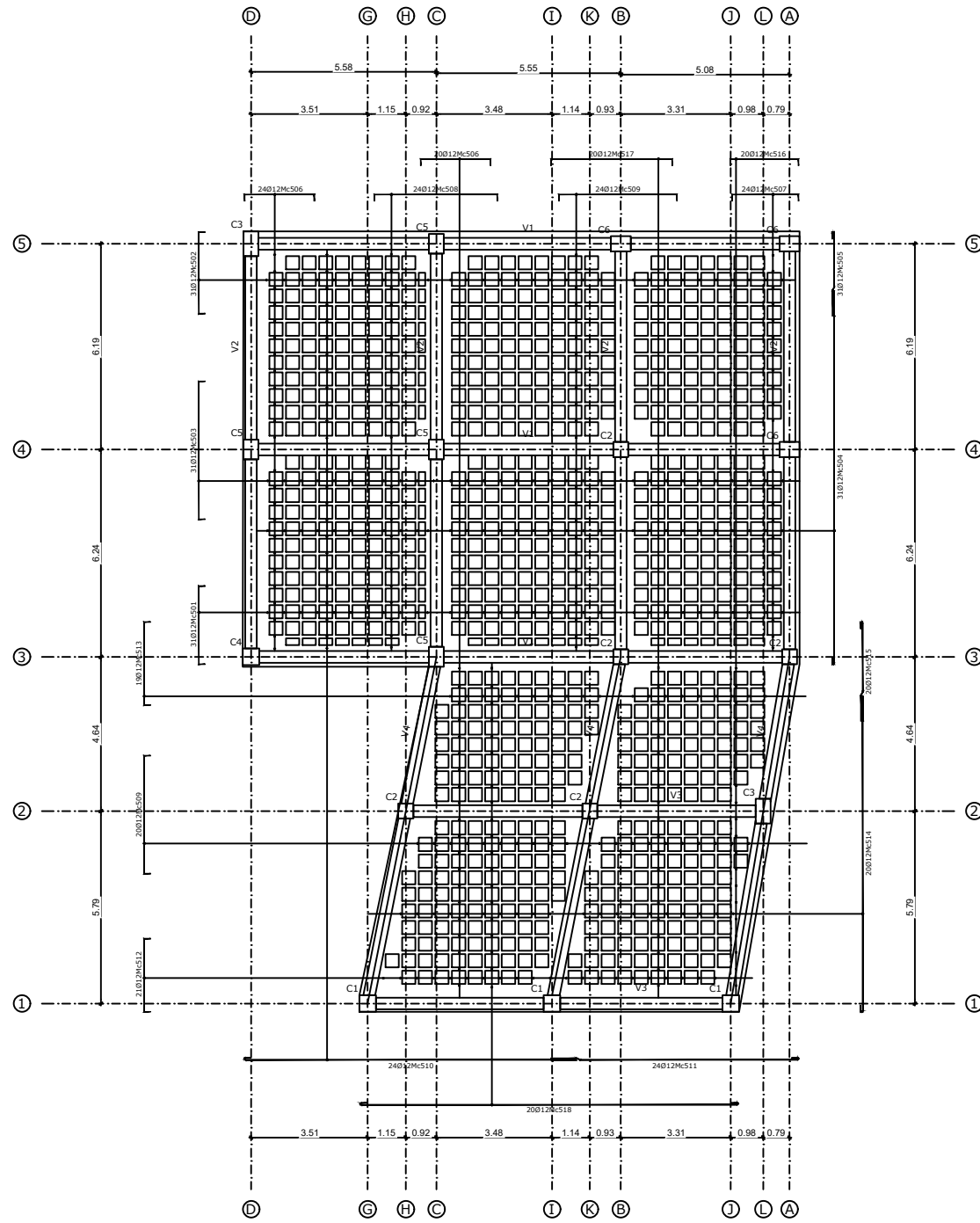
Aprobó:

Ing. Jorge Cevallos

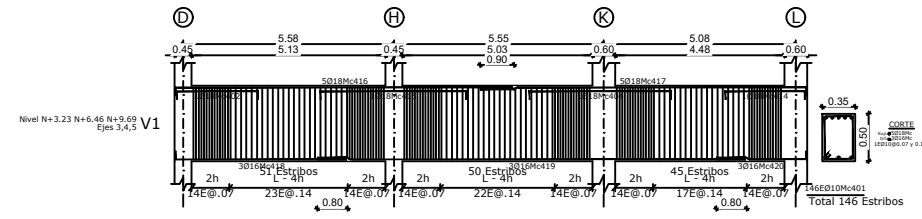
FECHA: Febrero 2022

LÁMINA: 2/12

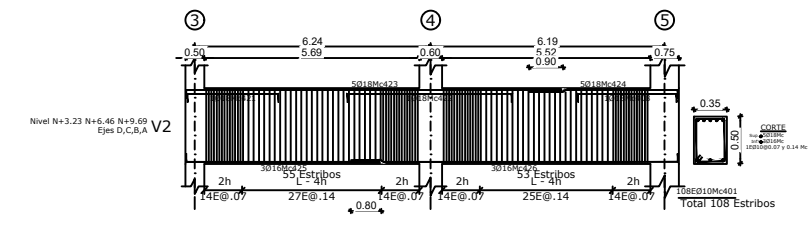
ESCALA: Indicadas



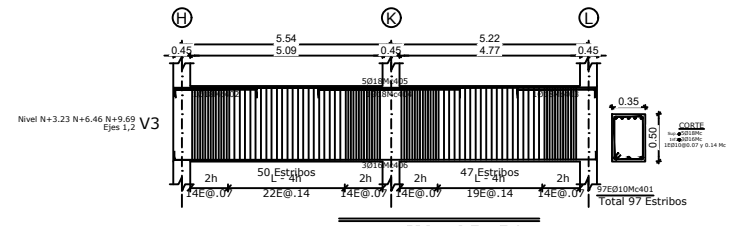
LOSA N+3.23 Y 6.46
ESCALA 1:100



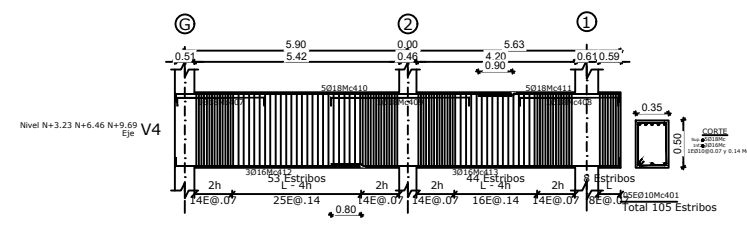
VIGA V1-35x50
ESCALA N-1:100 V-1:25



VIGA V2-35x50
ESCALA N-1:100 V-1:25



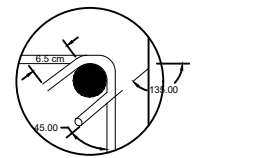
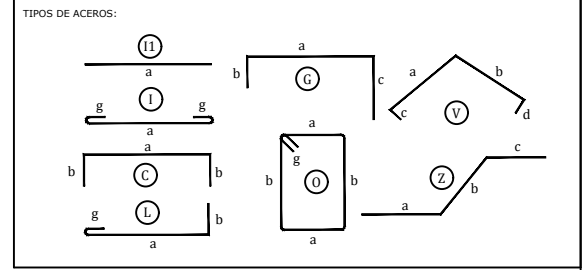
VIGA V3-35x50
ESCALA N-1:100 V-1:25



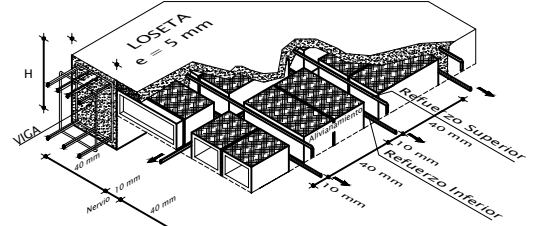
VIGA V4-35x50
ESCALA N-1:100 V-1:25

PLANILLA DE ACEROS												
Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES					Long. Desar. (m)	Long. Total	Peso Kg	Obsv.
				a	b	c	d	g				
MARCAS 400 500												
PLANILLA VIGAS												
401	O	10	3943	0.30	0.45	-	-	0.07	1.64	6466.52	3989.8	-
402	C	18	13	2.15	0.22	-	-	-	2.59	33.67	67.3	-
403	C	18	4	2.05	0.22	-	-	-	2.49	9.96	19.9	-
404	C	18	13	3.75	0.22	-	-	-	4.19	54.47	108.8	-
405	C	18	20	11.15	0.22	-	-	-	11.59	231.8	463.1	-
406	C	16	12	11.15	0.22	-	-	-	11.59	139.08	219.5	-
407	C	18	9	2.30	0.22	-	-	-	2.74	24.66	49.3	-
408	C	18	21	2.60	0.22	-	-	-	3.04	63.84	127.6	-
409	C	18	9	3.65	0.22	-	-	-	4.09	36.81	73.6	-
410	L	18	45	8.90	0.22	-	-	-	9.12	410.4	820.0	-
411	L	18	45	3.73	0.22	-	-	-	3.95	177.75	355.1	-
412	L	16	27	4.90	0.22	-	-	-	5.12	138.24	218.1	-
413	L	16	27	7.63	0.22	-	-	-	7.85	211.95	334.5	-
414	C	18	9	2.10	0.22	-	-	-	2.54	22.86	45.7	-
415	C	18	9	3.85	0.22	-	-	-	4.29	38.61	77.1	-
416	L	18	45	8.96	0.22	-	-	-	9.18	413.1	825.4	-
417	L	18	45	8.62	0.22	-	-	-	8.84	397.8	794.8	-
418	L	16	27	4.55	0.22	-	-	-	4.77	128.79	203.2	-
419	II	16	27	11.36	-	-	-	-	11.36	306.72	484	-
420	L	16	27	2.37	0.22	-	-	-	2.59	69.93	110.4	-
421	C	18	12	2.40	0.22	-	-	-	2.84	34.08	68.1	-
422	C	18	12	4.35	0.22	-	-	-	4.79	57.48	114.9	-
423	L	18	60	9.97	0.22	-	-	-	10.19	611.4	1221.6	-
424	L	18	60	3.93	0.22	-	-	-	4.15	249	497.5	-
425	L	16	36	5.16	0.22	-	-	-	5.38	193.68	305.6	-
426	L	16	36	8.64	0.22	-	-	-	8.86	318.96	503.3	-
PLANILLA LOSA												
501	C	12	62	2.35	0.19	-	-	-	2.73	169.26	150.3	-
502	C	12	62	2.45	0.19	-	-	-	2.83	175.46	155.8	-
503	C	12	62	4.15	0.19	-	-	-	4.53	280.86	249.4	-
504	L	12	62	11.27	-	-	-	0.20	11.47	711.14	631.5	-
505	L	12	62	2.52	-	-	-	0.20	2.72	168.64	149.8	-
506	C	12	88	2.10	0.19	-	-	-	2.48	218.24	193.8	-
507	C	12	48	2.00	0.19	-	-	-	2.38	114.24	101.5	-
508	C	12	48	3.70	0.19	-	-	-	4.08	195.84	173.9	-
509	C	12	88	3.55	0.19	-	-	-	3.93	345.84	307.1	-
510	L	12	48	10.02	-	-	-	0.20	10.22	490.56	435.6	-
511	L	12	48	7.45	-	-	-	0.20	7.65	367.2	326.1	-
512	C	12	42	2.20	0.19	-	-	-	2.58	108.36	96.2	-
513	C	12	38	2.50	0.19	-	-	-	2.88	109.44	97.2	-
514	L	12	40	9.55	-	-	-	0.20	9.75	390	346.3	-
515	L	12	40	2.98	-	-	-	0.20	3.18	127.2	113.0	-
516	C	12	40	2.05	0.19	-	-	-	2.43	97.2	86.3	-
517	C	12	40	3.65	0.19	-	-	-	4.03	161.2	143.2	-
518	I	12	40	11.37	-	-	-	0.20	11.77	470.8	418.1	-

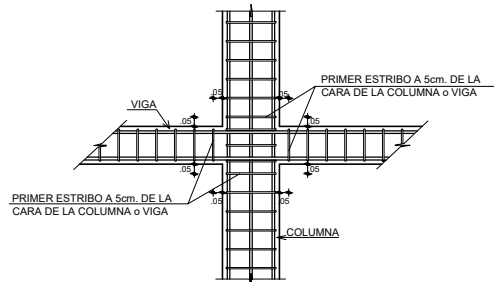
RESUMEN DE MATERIALES											
Ø	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.553	4.834	6.313
L (m)	-	6467	4701	-	1507	2868	-	-	-	-	-
PESO (Kg)	-	3990	4175	-	2379	5730	-	-	-	-	-
Wtot (Kg)	= 16273										
HORMIGON Fc	= 210 Kg/cm ²										
ACERO fy	= 4200 Kg/cm ²										



DETALLE GANCHO SISMICO
ESCALA 3/4



DETALLE ISOMETRICO DE CORTE TIPO DE LOSA



DISTRIBUCION DE ESTRIBOS EN UNION VIGA - COLUMNA
ESCALA 3/4

ESPECIFICACIONES TECNICAS

*** ACERO CORRUGADO LAMINADO EN CALIENTE:**
fy=4200Kg/cm²
DEFORMACION MINIMA A LA ROTURA = 18%
DIAMETROS 10,12,14,16,18 mm
*** TRASLAPES MINIMOS Y ARMADO DE VIGAS:**
SI NO SE ESPECIFICAN EN PLANOS = 60Ø
(NO MENOS DE 75cm)
EL PRIMER ESTRIBO SE PONDRÁ A 5 cm DE LA CARA DE LA COLUMNA
*** RECUBRIMIENTOS MINIMOS:**
VIGAS = 4 cm
LOSA = 2.5 cm
COLUMNAS = 4 cm
PUNTONOS = 7.5 cm (INFERIOR) y 5.0 cm (LATERAL)
*** LA CARGA VIVA O DE SERVICIO ES DE 200 Kg/m²:**
*** ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO:** q_{adm}=13.78 T/m²
Retirar 50 cm de espesor de suelo bajo los plintos y compactarlo en 3 capas de 17 cm hasta alcanzar el 95% del proctor standard verificado en laboratorio.

RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS:
F_{cd}=240 Kg/cm²
EN PROBETAS ESTANDAR DE 15.24cm DE DIAMETRO Y 30.48cm DE ALTURA.
TAMANO MAXIMO DE LOS AGREGADOS: 2.54 cm
CONSISTENCIA DEL HORMIGON: NO MAYOR A 7.0 cm
TOMA DE MUESTRAS PARA ENSAYOS: NO MENOS DE 6 PROBETAS POR CADA 5 (m³) DE HORMIGON O FRACCION POR DIA DE FUNDICION
NOTA: LOS TRABAJOS EN HORMIGON ARMADO SE REALIZARAN CONFORME A LOS REQUERIMIENTOS DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCION NEC 2015 Y EL CODIGO A.C.I 318-08

*** ARMADO DE PLINTOS:**
El armado de plintos es resistente a efectos sismicos por ende debe colocarse armadura tanto inferior como superior según consta en planos, planillas y detalles.

*** CARGAS DE DISEÑO GRAVITACIONALES:**
LOSAS DE ENTREPISO: LD=280 kg/m²; LL=200 kg/m²
LOSAS DE TERRAZA ACCESIBLE: LD=168 kg/m²; LR=200 kg/m²
LOSAS DE TERRAZA INACCESIBLE: LD=168 kg/m²; LR=100 kg/m²

DONDE:
LD= CARGA MUERTA
LL= CARGA VIVA
LR= CARGA VIVA DE CUBIERTA O TERRAZA

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

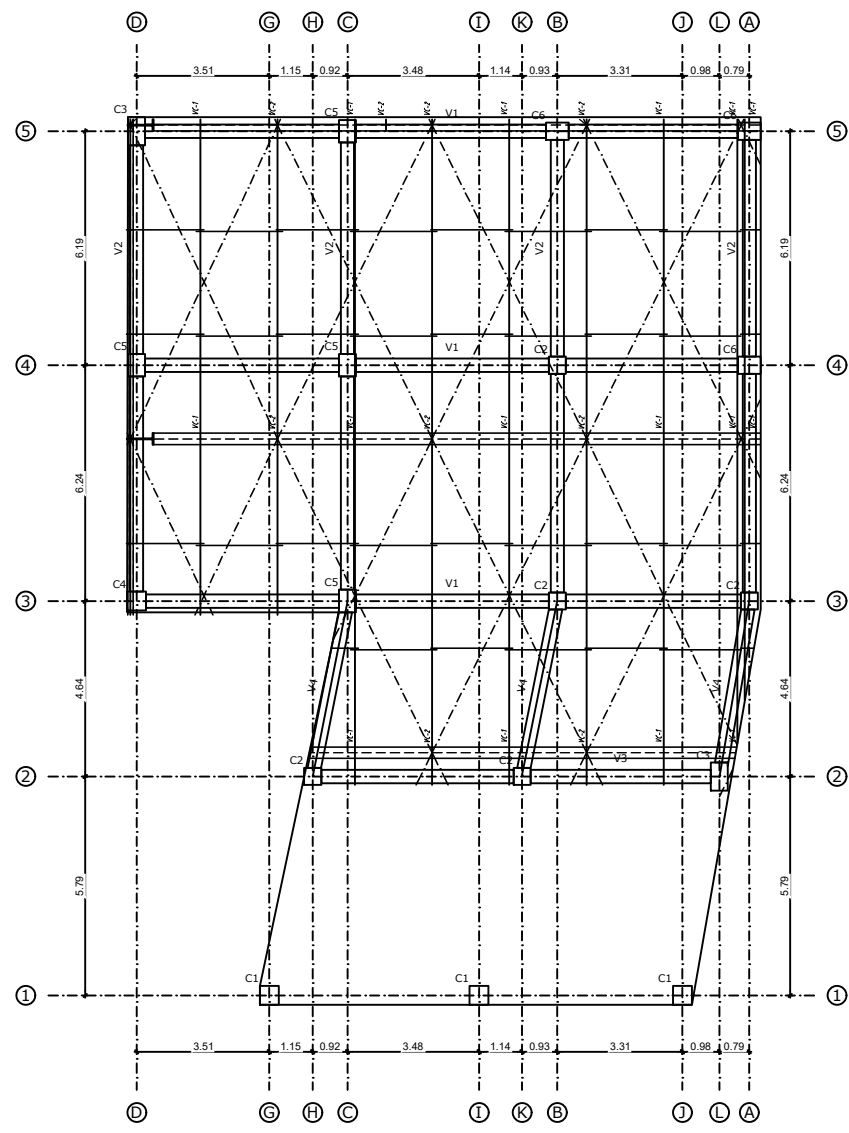
PROYECTO: Análisis de la Facultad de Jurisprudencia y Ciencias Sociales

**CONTIENE: - Losa Bloque 1A
- Detalle de Vigas Bloque 1A**

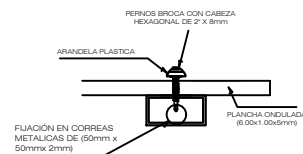
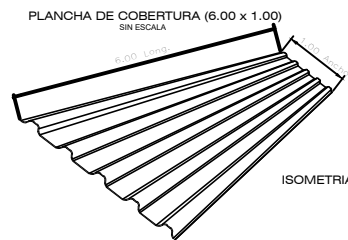
Elaborado por: Patricia Pilco	Aprobó: Ing. Jorge Cevallos
---	---

FECHA: Febrero 2022

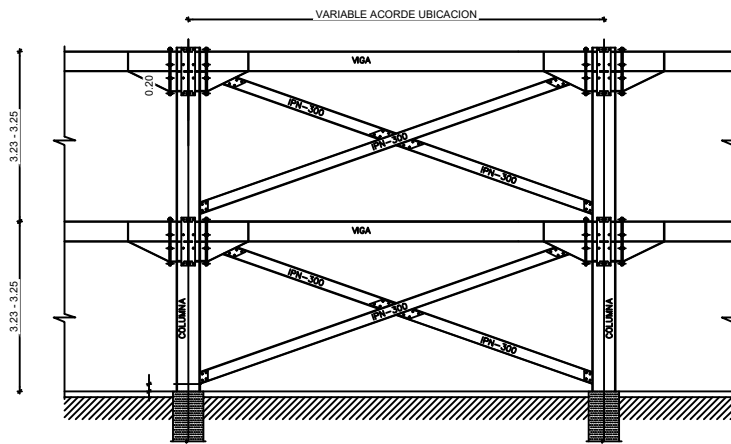
LÁMINA: 3/12 ESCALA: Indicadas



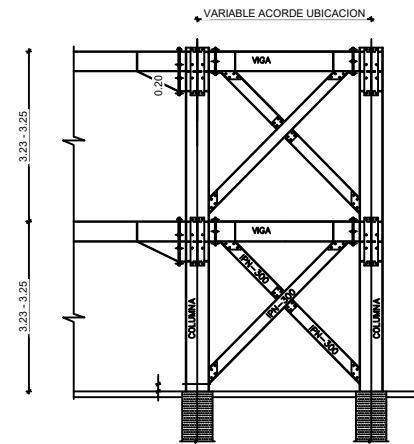
TECHO METÁLICO ESQUEMATICO N+9.69
 CANTIDAD=1u.
 ESCALA 1:100



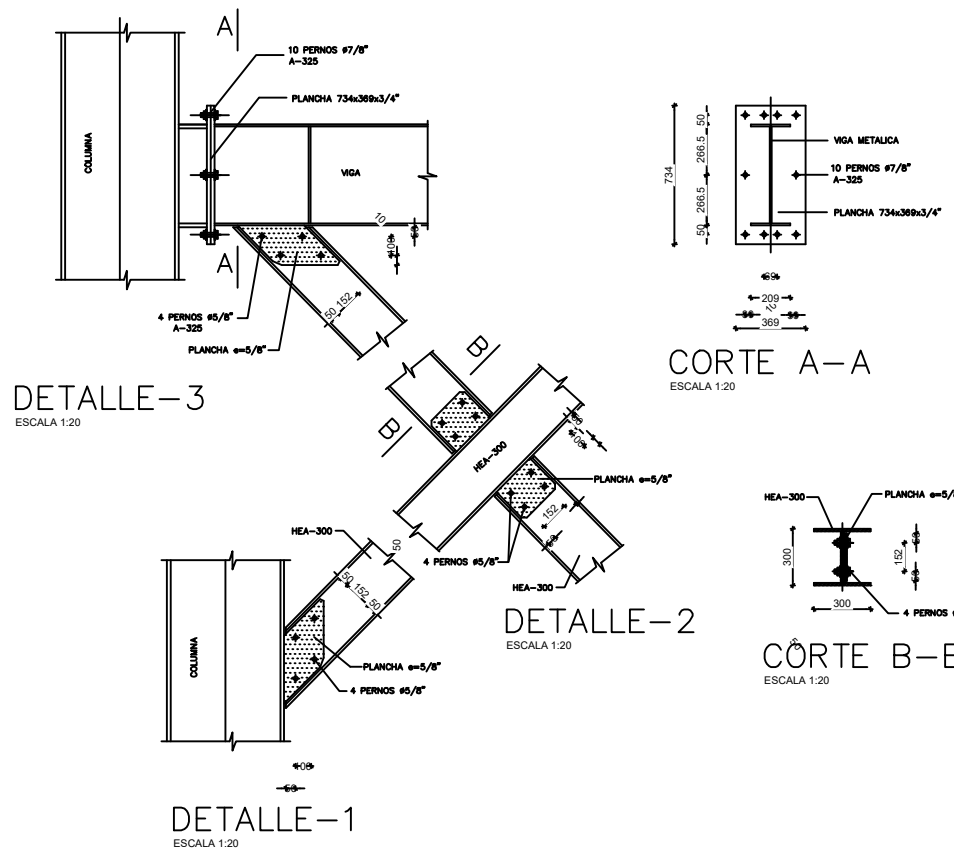
DETALLE DE COBERTURA CON ESTRUCTURA METALICA



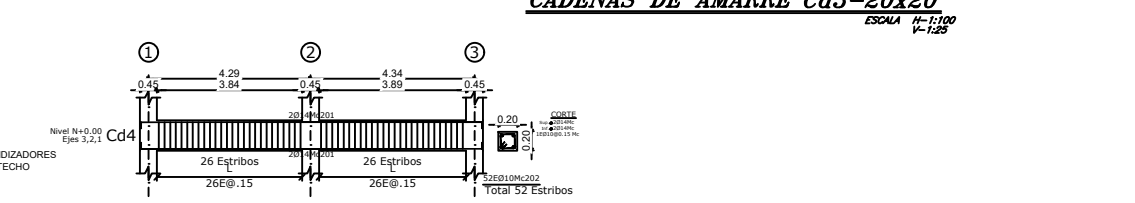
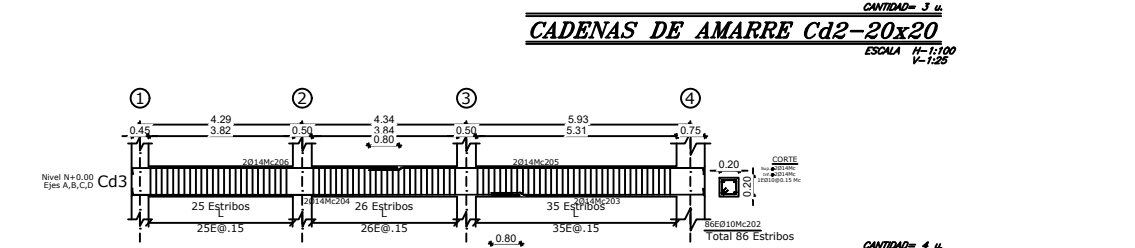
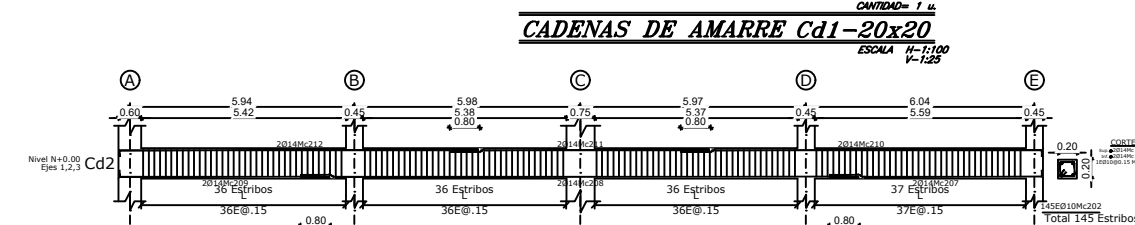
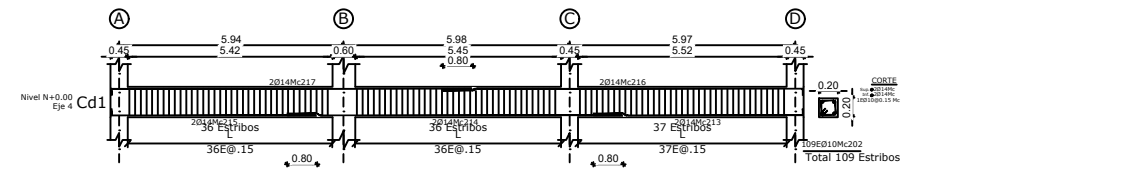
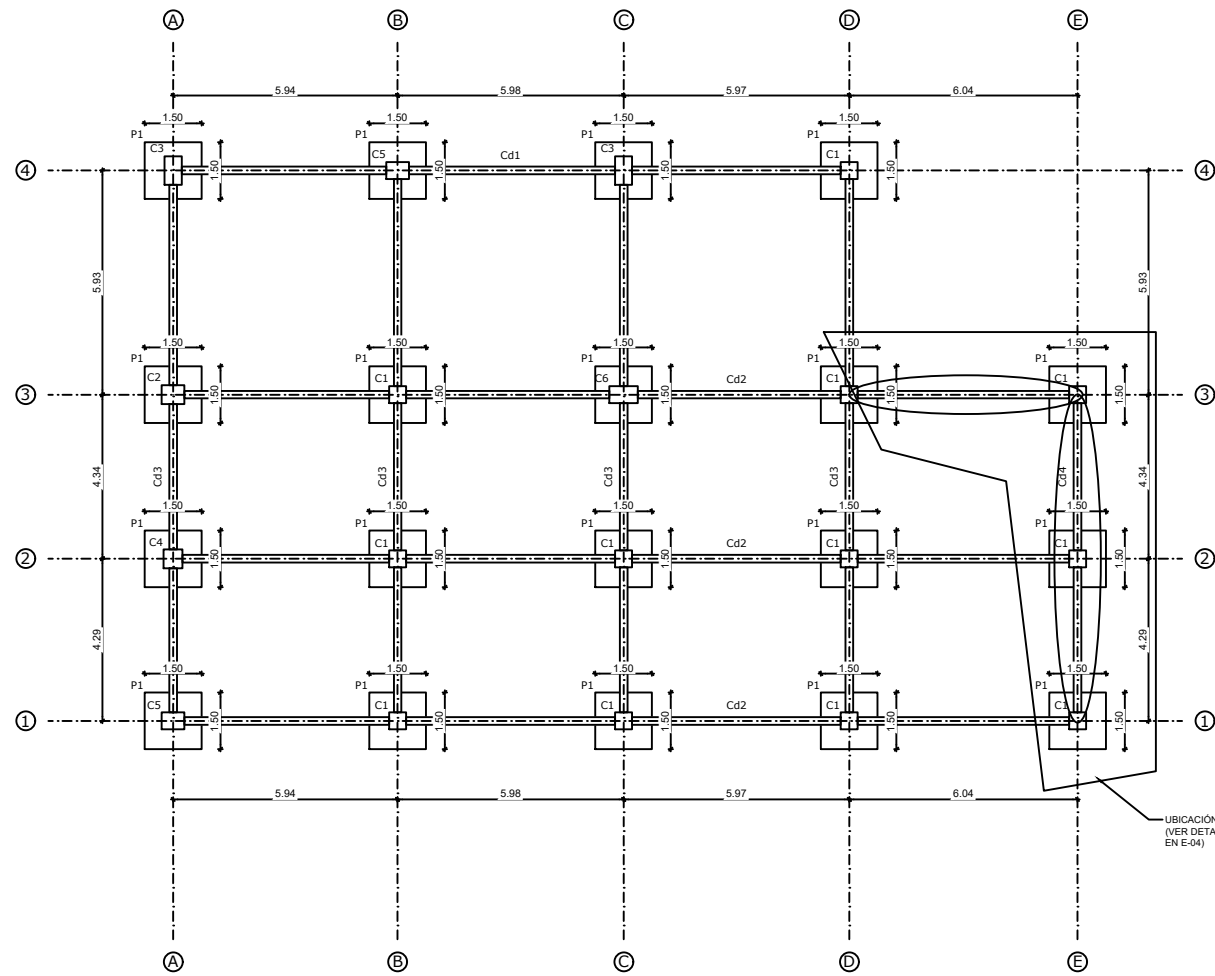
DETALLE CRUZ DE SAN ANDRES
 ESCALA 5/8



DETALLE CRUZ DE SAN ANDRES
 ESCALA 5/8



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA	
PROYECTO: Análisis de la Facultad de Jurisprudencia y Ciencias Sociales	
CONTIENE: Cubierta Bloque 1A -Detalle de Reforzamiento Bloque 1A -Detalle de Uniones de Cruz de San Andrés	
Elaborado por: Patricia Pilco	Aprobó: Ing. Jorge Cevallos
FECHA: Febrero 2022	
LÁMINA: 4/12	ESCALA: Indicadas



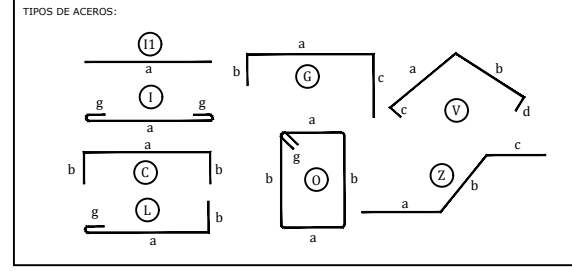
CADENAS DE AMARRE Cd1-20x20
ESCALA N-1:100 V-1:25

CADENAS DE AMARRE Cd2-20x20
ESCALA N-1:100 V-1:25

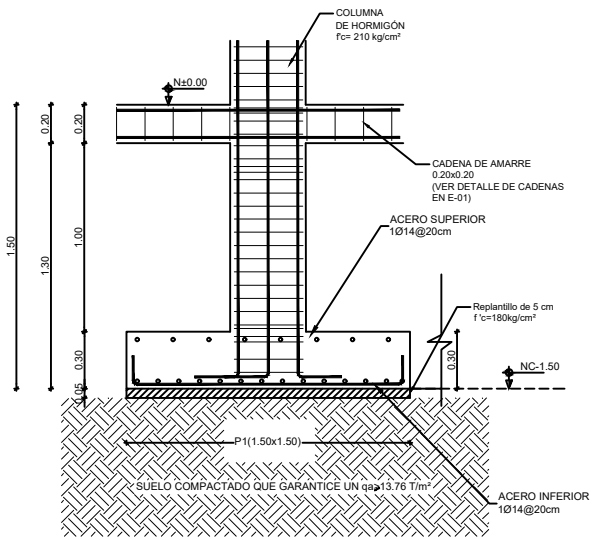
CADENAS DE AMARRE Cd3-20x20
ESCALA N-1:100 V-1:25

CADENAS DE AMARRE Cd4-20x20
ESCALA N-1:100 V-1:25

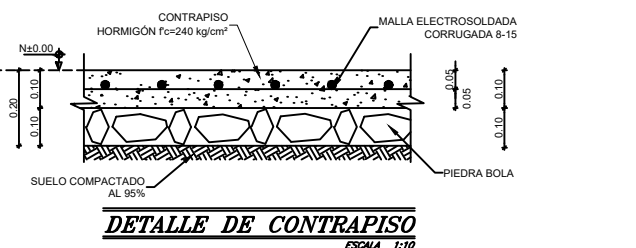
PLANILLA DE ACEROS												
Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES					Long. Desar. (m)	Long. Total	Peso Kg	Obsv.
				a	b	c	d	g				
MARCAS 100 200												
PLANILLA PLINOS												
101	C	12	570	1.40	0.10	-	-	-	1.60	912	809.9	-
PLANILLA CADENAS												
201	C	14	4	9.02	0.17	-	-	-	9.36	37.44	45.2	-
202	O	10	940	0.15	0.15	-	-	0.07	0.74	695.6	429.2	-
203	L	14	8	5.62	0.17	-	-	-	5.79	46.32	56.0	-
204	L	14	8	10.28	0.17	-	-	-	10.45	83.6	101.0	-
205	L	14	8	8.85	0.17	-	-	-	9.02	72.16	87.2	-
206	L	14	8	7.05	0.17	-	-	-	7.22	57.76	69.8	-
207	L	14	6	5.61	0.17	-	-	-	5.78	34.68	41.9	-
208	II	14	6	14.80	-	-	-	-	14.80	88.8	107.3	-
209	L	14	6	5.59	0.17	-	-	-	5.76	34.56	41.8	-
210	L	14	6	9.55	0.17	-	-	-	9.72	58.32	70.5	-
211	II	14	6	6.92	-	-	-	-	6.92	41.52	50.2	-
212	L	14	6	9.53	0.17	-	-	-	9.70	58.2	70.3	-
213	L	14	2	5.54	0.17	-	-	-	5.71	11.42	13.8	-
214	II	14	2	8.90	-	-	-	-	8.90	17.8	21.5	-
215	L	14	2	5.44	0.17	-	-	-	5.61	11.22	13.6	-
216	L	14	2	9.52	0.17	-	-	-	9.69	19.38	23.4	-
217	L	14	2	9.56	0.17	-	-	-	9.73	19.46	23.5	-
RESUMEN DE MATERIALES												
Ø	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313	
L (m)	-	696	912	693	-	-	-	-	-	-	-	
PESO (Kg)	-	429	810	837	-	-	-	-	-	-	-	
Wtot (Kg) = 2076												
HORMIGÓN Fc = 210 Kg/cm ²												
ACERO fy = 4200 Kg/cm ²												



TIPO	No.	DIMENSIONES			MARCAS ARMADURA	NIVEL	UBICACIÓN
		A	B	H			
P1	19	1.50	1.50	0.30	15Ø12Mc101 @0.10 15Ø12Mc101 @0.10	Verticales Horizontales	N-1.50 A1, A2, A3, A4, B1, B2, B3, B4, C1, C2, C3, C4, D1, D2, D3, D4, E1, E2, E3



DETALLE EN ELEVACIÓN DE PLINTOS
ESCALA 1:20



DETALLE DE CONTRAPISO
ESCALA 1:10

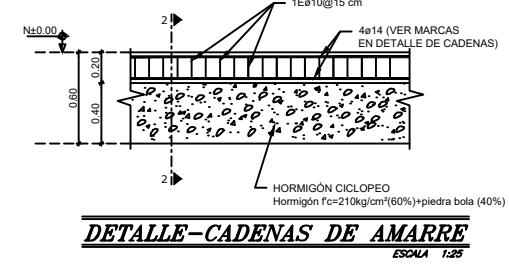
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

ACERO CORRUGADO LAMINADO EN CALIENTE:
fy=4200Kg/cm²
DEFORMACIÓN MINIMA A LA ROTURA = 18%
DIAMETROS 10,12,14,16,18 mm
* TRASLAPES MINIMOS Y ARMADO DE VIGAS:
SI NO SE ESPECIFICAN EN PLANOS = 60Ø
(NO MENOS DE 75cm)
-EL PRIMER ESTRIBO SE PONDRÁ A 5 cm DE LA CARA DE LA COLUMNA
* RECURRIMIENTOS MINIMOS:
VIGAS = 4 cm
LOSAS = 2.5 cm
COLUMNAS = 4 cm
PLINTOS = 7.0 cm (INFERIOR) y 5.0 cm (LATERAL)
* LA CARGA VIVA O DE SERVICIO ES DE 200 Kg/m²
* ESEJERZO ADMISIBLE DEL SUELO q_{adm}=13.76 T/m²
Retirar 50 cm de espesor de suelo bajo los plintos y compactarlo en 3 capas de 17 cm hasta alcanzar el 95% del proctor standard verificado en laboratorio.

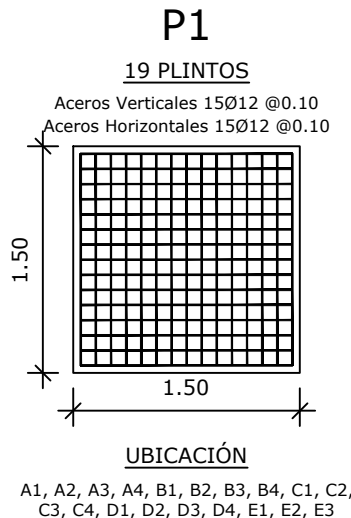
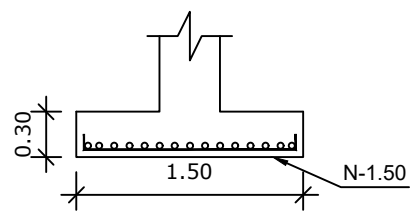
RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS:
Fc=240 Kg/cm²
EN PROBETAS ESTANDAR DE 15.24cm. DE DIAMETRO Y 30.48cm. DE ALTURA.
TAMANO MAXIMO DE LOS AGREGADOS 2.54 cm.
CONSISTENCIA DEL HORMIGÓN: NO MAYOR A 7.0 cm.
TOMA DE MUESTRAS PARA ENSAYOS: NO MENOS DE 6 PROBETAS POR CADA 5 (m³) DE HORMIGÓN O FRACCION POR DIA DE FUNDICION
NOTA: LOS TRABAJOS EN HORMIGÓN ARMADO SE REALIZARAN CONFORME A LOS REQUERIMIENTOS DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC 2015 Y EL CODIGO A.C.I 318-08

ARMADO DE PLINTOS
El armado de plintos es resistente a efectos sismicos por ende debe colocarse armadura tanto inferior como superior según consta en planos, planillas y detalles.

CARGAS DE DISEÑO GRAVITACIONALES:
LOSAS DE ENTREPISO: LD=280 kg/m²; LL=200 kg/m²
LOSAS DE TERRAZA ACCESIBLE: LD=168 kg/m²; LR=200 kg/m²
LOSAS DE TERRAZA INACCESIBLE: LD=168 kg/m²; LR=100 kg/m²
DONDE:
LD= CARGA MUERTA
LL= CARGA VIVA
LR= CARGA VIVA DE CUBIERTA O TERRAZA



DETALLE-CADENAS DE AMARRE
ESCALA 1:25



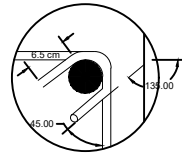
UBICACIÓN
A1, A2, A3, A4, B1, B2, B3, B4, C1, C2, C3, C4, D1, D2, D3, D4, E1, E2, E3

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

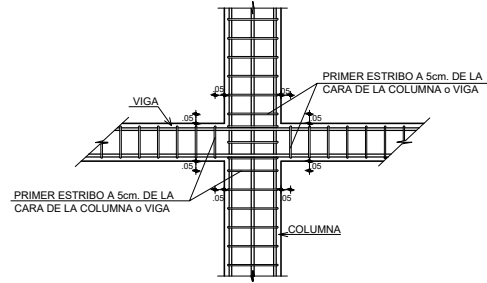
PROYECTO: Análisis de la Facultad de Jurisprudencia y Ciencias Sociales

**CONTIENE: -Cadenas de amarre Bloque 1B
-Detalle de plintos Bloque 1B**

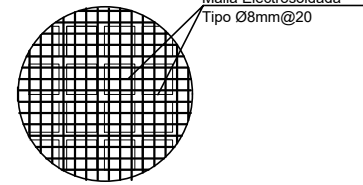
Elaborado por: Patricia Pilco	Aprobó: Ing. Jorge Cevallos
FECHA: Febrero 2022	
LÁMINA: 5/12	ESCALA: Indicadas



DETALLE GANCHO SISMICO
ESCALA 5/8



DISTRIBUCION DE ESTRIBOS EN UNION VIGA - COLUMNA
ESCALA 5/8



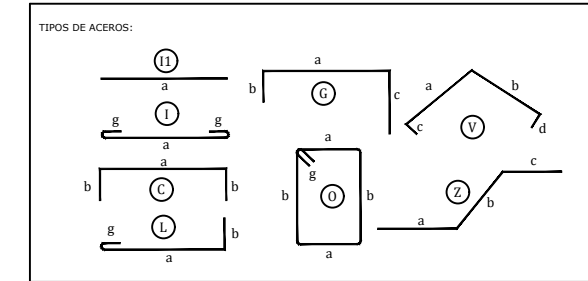
DETALLE As TEMPERATURA
ESCALA 5/8

NIVEL	CUADRO DE COLUMNAS											
	C1		C2		C3		C4		C5		C6	
	No.	UBICACION	SECCION A	SECCION B	No.	UBICACION	SECCION A	SECCION B	No.	UBICACION	SECCION A	SECCION B
N+11.19	12	B1, B2, B3, C1, C2, D1, D2, D3, D4, E1, E2, E3	0.45	0.45	2	A4, C4	0.45	0.75	1	A2	0.60	0.45
N+10.89												
N+7.46												
N+6.96												
N+3.73												
N+3.23												
N+0.00												
N-1.20												
N-1.50												

PLANILLA DE ACEROS												
Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES					Long. Desar. (m)	Long. Total	Peso Kg	Obsv.
				a	b	c	d	g				
MARCAS 300												
PLANILLA COLUMNAS												
301	L	18	7	6.34	0.15	-	-	-	6.49	45.43	90.8	-
302	L	18	7	7.29	0.60	-	-	-	7.89	55.23	110.4	-
303	L	18	21	2.58	0.15	-	-	-	2.73	57.33	114.6	-
304	L	18	21	11.05	0.60	-	-	-	11.65	244.65	488.8	-
305	O	10	84	0.15	0.70	-	-	0.07	1.84	154.56	95.4	-
306	O	10	84	0.40	0.37	-	-	0.07	1.68	141.12	87.1	-
307	O	10	84	0.40	0.70	-	-	0.07	2.34	196.56	121.3	-
308	L	16	14	6.34	0.15	-	-	-	6.49	90.86	143.4	-
309	L	16	14	7.29	0.60	-	-	-	7.89	110.46	174.3	-
310	L	16	14	2.59	0.15	-	-	-	2.74	38.36	60.5	-
311	L	16	14	11.04	0.60	-	-	-	11.64	162.96	257.2	-
312	O	10	168	0.40	0.20	-	-	0.07	1.34	225.12	138.9	-
313	O	10	168	0.22	0.55	-	-	0.07	1.68	282.24	174.1	-
314	O	10	168	0.40	0.55	-	-	0.07	2.04	342.72	211.5	-
315	L	16	88	6.35	0.15	-	-	-	6.50	572	902.6	-
316	L	16	88	7.28	0.60	-	-	-	7.88	693.44	1094.3	-
317	L	16	88	2.58	0.15	-	-	-	2.73	240.24	379.1	-
318	L	16	88	11.05	0.60	-	-	-	11.65	1025.2	1617.8	-
319	O	10	84	0.45	0.24	-	-	0.07	1.52	127.68	78.8	-
320	O	10	84	0.24	0.45	-	-	0.07	1.52	127.68	78.8	-
321	O	10	84	0.45	0.45	-	-	0.07	1.94	162.96	100.6	-
322	L	18	14	6.35	0.15	-	-	-	6.50	91	181.8	-
323	L	18	14	7.28	0.60	-	-	-	7.88	110.32	220.4	-
324	O	10	168	0.70	0.15	-	-	0.07	1.84	309.12	190.7	-
325	O	10	168	0.36	0.40	-	-	0.07	1.66	278.88	172.1	-
326	O	10	168	0.70	0.40	-	-	0.07	2.34	393.12	242.6	-
327	O	10	84	0.24	0.55	-	-	0.07	1.72	144.48	89.1	-
328	O	10	84	0.45	0.29	-	-	0.07	1.62	136.08	84.0	-
329	O	10	84	0.45	0.55	-	-	0.07	2.14	179.76	110.9	-
330	O	10	1008	0.15	0.40	-	-	0.07	1.24	1249.92	771.2	-
331	O	10	1008	0.40	0.15	-	-	0.07	1.24	1249.92	771.2	-
332	O	10	1008	0.40	0.40	-	-	0.07	1.74	1753.92	1082.2	-

RESUMEN DE MATERIALES												
Ø	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313	
L (m)	-	7456	-	-	2934	604	-	-	-	-	-	
PESO (Kg)	-	4600	-	-	4629	1207	-	-	-	-	-	

Wtot (Kg) = 10436
 HORMIGON Fc = 210 Kg/cm²
 ACERO fy = 4200 Kg/cm²



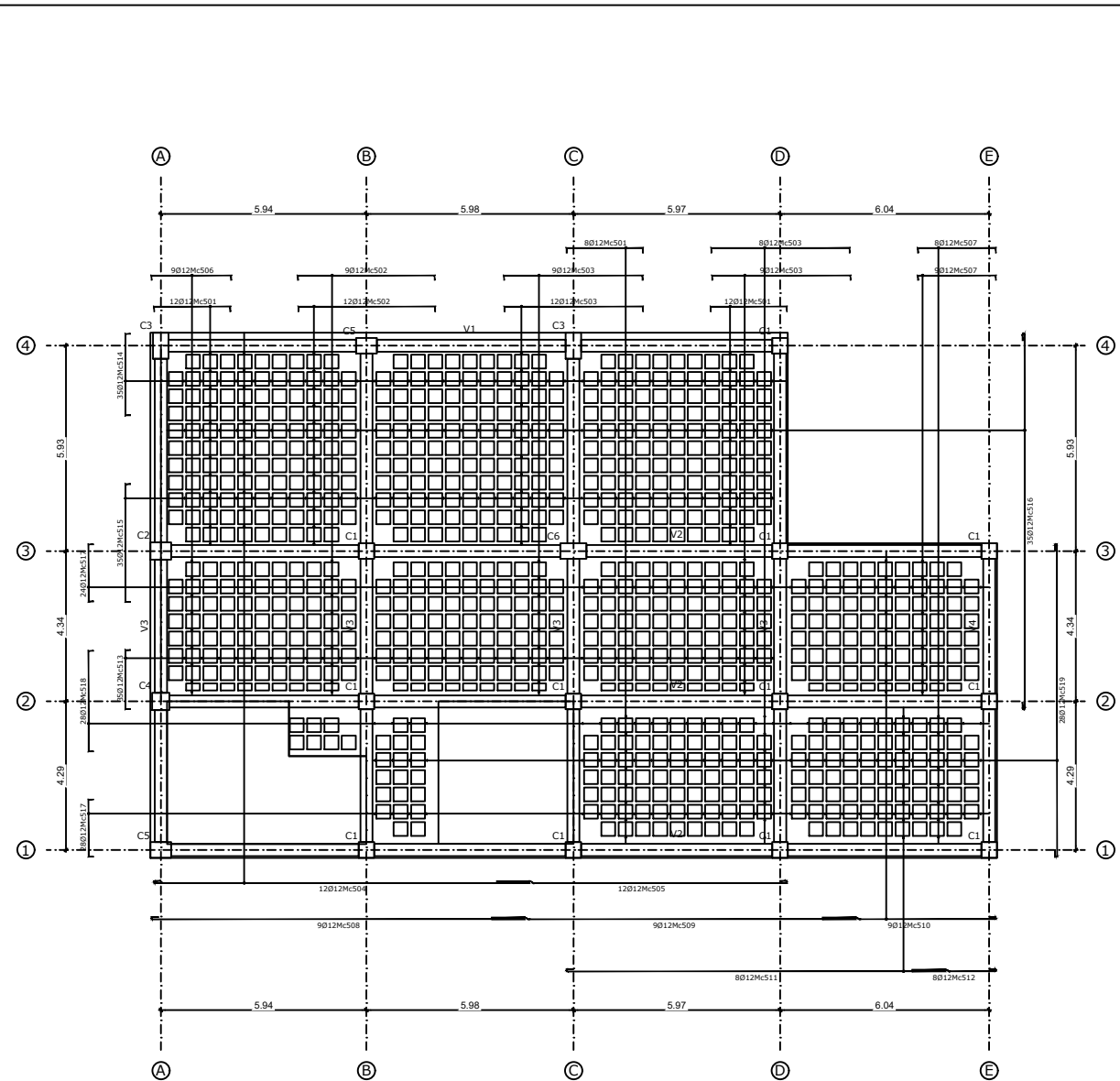
- ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:
- ACERO fy = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
 - HORMIGON Fc = 210 Kg/cm²
 - TRASLAPES MÍNIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 50 DIÁMETROS DE LA VARILLA
 - LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO DE CIMENTACIÓN IGUAL A 1.8 Kg/cm² DEBERÁ SER COMPROBADO EN OBRA POR EL CONSTRUCTOR
 - CUALQUIER CAMBIO DEBERÁ SER CONSULTADO CON EL CALCULISTA POR ESCRITO

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

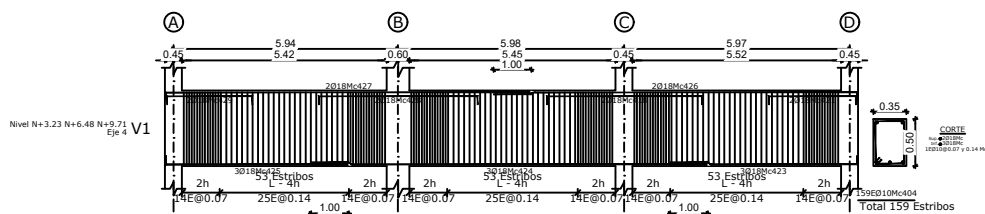
PROYECTO: Análisis de la Facultad de Jurisprudencia y Ciencias Sociales

CONTIENE: Detalle de columnas Bloque 1B

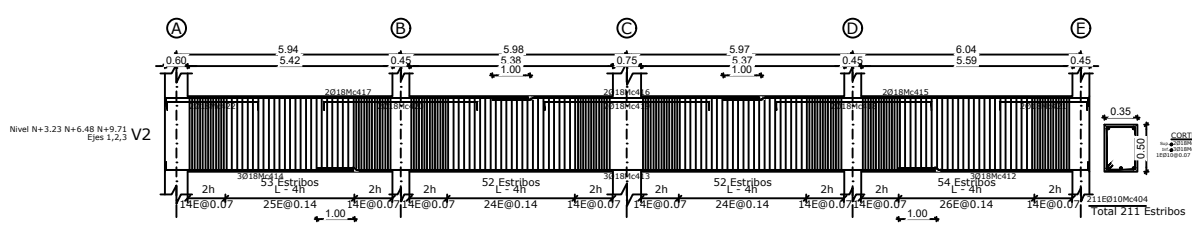
Elaborado por: Patricia Pilco	Aprobó: Ing. Jorge Cevallos
FECHA: Febrero 2022	
LÁMINA: 6/12	ESCALA: Indicadas



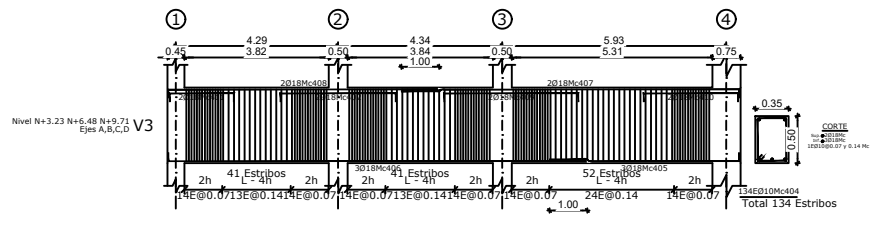
LOSA N+3.23 N+6.48
 CANTIDAD=2x
 ESCALA 1:100



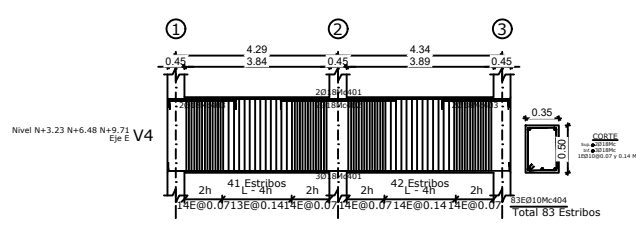
VIGA V1-35x50
 ESCALA H=1:100
 V=1:25



VIGA V2-35x50
 ESCALA H=1:100
 V=1:25



VIGA V3-35x50
 ESCALA H=1:100
 V=1:25



VIGA V4-35x50
 ESCALA H=1:100
 V=1:25

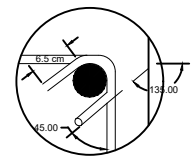
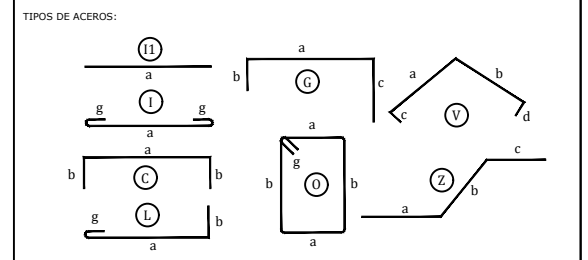
PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES					Long. Desar. (m)	Long. Total	Peso Kg	Obsv.
				a	b	c	d	g				
MARCAS 400 500												
Marca 400												
401	C	18	15	9.02	0.22	-	-	-	9.46	141.9	283.5	
402	C	18	30	3.05	0.22	-	-	-	3.49	104.7	209.2	
403	C	18	12	1.75	0.22	-	-	-	2.19	26.28	52.5	
404	O	10	4233	0.30	0.45	-	-	0.07	1.64	6942.12	4283.3	
405	L	18	36	5.02	0.22	-	-	-	5.24	188.64	376.9	
406	L	18	36	11.08	0.22	-	-	-	11.30	406.8	812.8	
407	L	18	24	8.94	0.22	-	-	-	9.16	219.84	439.2	
408	L	18	24	7.16	0.22	-	-	-	7.38	177.12	353.9	
409	C	18	24	3.55	0.22	-	-	-	3.99	95.76	191.3	
410	C	18	24	2.50	0.22	-	-	-	2.94	70.56	141.0	
411	C	18	24	1.70	0.22	-	-	-	2.14	51.36	102.6	
412	L	18	27	5.01	0.22	-	-	-	5.23	141.21	282.1	
413	II	18	27	16.40	0.22	-	-	-	16.40	442.8	884.7	
414	L	18	27	4.99	0.22	-	-	-	5.21	140.67	281.1	
415	L	18	18	9.65	0.22	-	-	-	9.87	177.66	355.0	
416	II	18	18	7.12	0.22	-	-	-	7.12	128.16	256.1	
417	L	18	18	9.63	0.22	-	-	-	9.85	177.3	354.3	
418	C	18	24	4.10	0.22	-	-	-	4.54	108.96	217.7	
419	C	18	18	4.35	0.22	-	-	-	4.79	86.22	172.3	
420	C	18	18	4.05	0.22	-	-	-	4.49	80.82	161.5	
421	C	18	24	2.30	0.22	-	-	-	2.74	65.76	131.4	
422	C	18	18	2.40	0.22	-	-	-	2.84	51.12	102.1	
423	L	18	9	4.94	0.22	-	-	-	5.16	46.44	92.8	
424	II	18	9	10.50	0.22	-	-	-	10.50	94.5	188.8	
425	L	18	9	4.84	0.22	-	-	-	5.06	45.54	91.0	
426	L	18	6	9.62	0.22	-	-	-	9.84	59.04	118.0	
427	L	18	6	9.66	0.22	-	-	-	9.88	59.28	118.4	
428	C	18	6	4.20	0.22	-	-	-	4.64	27.84	55.6	
429	C	18	6	2.25	0.22	-	-	-	2.69	16.14	32.3	
Marca 500												
501	C	12	64	2.20	0.14	-	-	-	2.48	158.72	140.9	
502	C	12	42	3.95	0.14	-	-	-	4.23	177.66	157.8	
503	C	12	76	4.00	0.14	-	-	-	4.28	325.28	288.9	
504	L	12	24	10.89	-	-	-	0.20	11.09	266.16	236.4	
505	L	12	24	8.39	-	-	-	0.20	8.59	206.16	183.1	
506	C	12	18	2.30	0.14	-	-	-	2.58	46.44	41.2	
507	C	12	34	2.25	0.14	-	-	-	2.53	86.02	76.4	
508	L	12	18	10.82	-	-	-	0.20	11.02	198.36	176.1	
509	II	12	18	10.57	-	-	-	-	10.57	190.26	169.0	
510	L	12	18	5.01	-	-	-	0.20	5.21	93.78	83.3	
511	L	12	16	10.98	-	-	-	0.20	11.18	178.88	158.9	
512	L	12	16	2.42	-	-	-	0.20	2.62	41.92	37.2	
513	C	12	70	1.70	0.14	-	-	-	1.98	138.6	123.1	
514	C	12	70	2.35	0.14	-	-	-	2.63	184.1	163.5	
515	C	12	70	3.40	0.14	-	-	-	3.68	257.6	228.8	
516	I	12	70	10.84	-	-	-	0.20	11.24	786.8	698.7	
517	C	12	104	1.65	0.14	-	-	-	1.93	200.72	178.2	
518	C	12	56	2.90	0.14	-	-	-	3.18	178.08	158.1	
519	I	12	56	9.02	-	-	-	0.20	9.42	527.52	468.4	

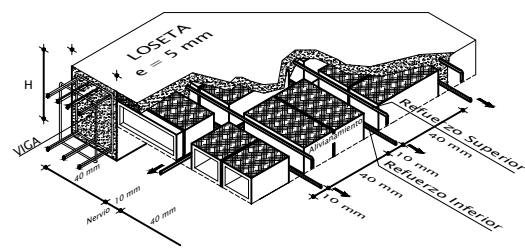
RESUMEN DE MATERIALES

Ø	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.553	4.834	6.313
L (m)		6942	4243			3432					
PESO (Kg)		4283	3768			6858					

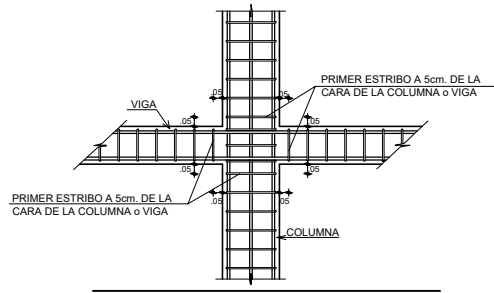
Wtot (Kg) = 14909
 HORMIGON Fc = 210 Kg/cm²
 ACERO fy = 4200 Kg/cm²



DETALLE GANCHO SISMICO
 ESCALA 3/4



DETALLE ISOMETRICO DE CORTE TIPO DE LOSA



DISTRIBUCION DE ESTRIBOS EN UNION VIGA - COLUMNA
 ESCALA 3/4

ESPECIFICACIONES TECNICAS

*** ACERO CORRUGADO LAMINADO EN CALIENTE:**
 fy=4200Kg/cm²
 DEFORMACION MINIMA A LA ROTURA = 18%
 DIAMETROS 10,12,14,16,18 mm
*** TRASLAPES MINIMOS Y ARMADO DE VIGAS:**
 SI NO SE ESPECIFICAN EN PLANOS = 60Ø
 (NO MENOS DE 75cm)
 EL PRIMER ESTRIBO SE PONDRÁ A 5 cm DE LA CARA DE LA COLUMNA
*** RECUBRIMIENTOS MINIMOS:**
 VIGAS = 4 cm
 LOSA = 2.5 cm
 COLUMNAS = 4 cm
 PUNTOS = 7.5 cm (INFERIOR) y 5.0 cm (LATERAL)
*** LA CARGA VIVA O DE SERVICIO ES DE 200 Kg/m²**
*** ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO:** q_{adm}=13.78 T/m²
 Retirar 50 cm de espesor de suelo bajo los plintos y compactarlo en 3 capas de 17 cm hasta alcanzar el 95% del proctor standat verificado en laboratorio.

RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS:
 Fc=240 Kg/cm²
 EN PROBETAS ESTANDAR DE 15.24cm DE DIAMETRO Y 30.48cm DE ALTURA.
TAMANO MAXIMO DE LOS AGREGADOS: 2.54 cm
CONSISTENCIA DEL HORMIGON: NO MAYOR A 7.0 cm
TOMA DE MUESTRAS PARA ENSAYOS: NO MENOS DE 6 PROBETAS POR CADA 5 (m³) DE HORMIGON O FRACCION POR DIA DE FUNDICION
NOTA: LOS TRABAJOS EN HORMIGON ARMADO SE REALIZARAN CONFORME A LOS REQUERIMIENTOS DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCION NEC 2015 Y EL CODIGO A.C.I 318-08

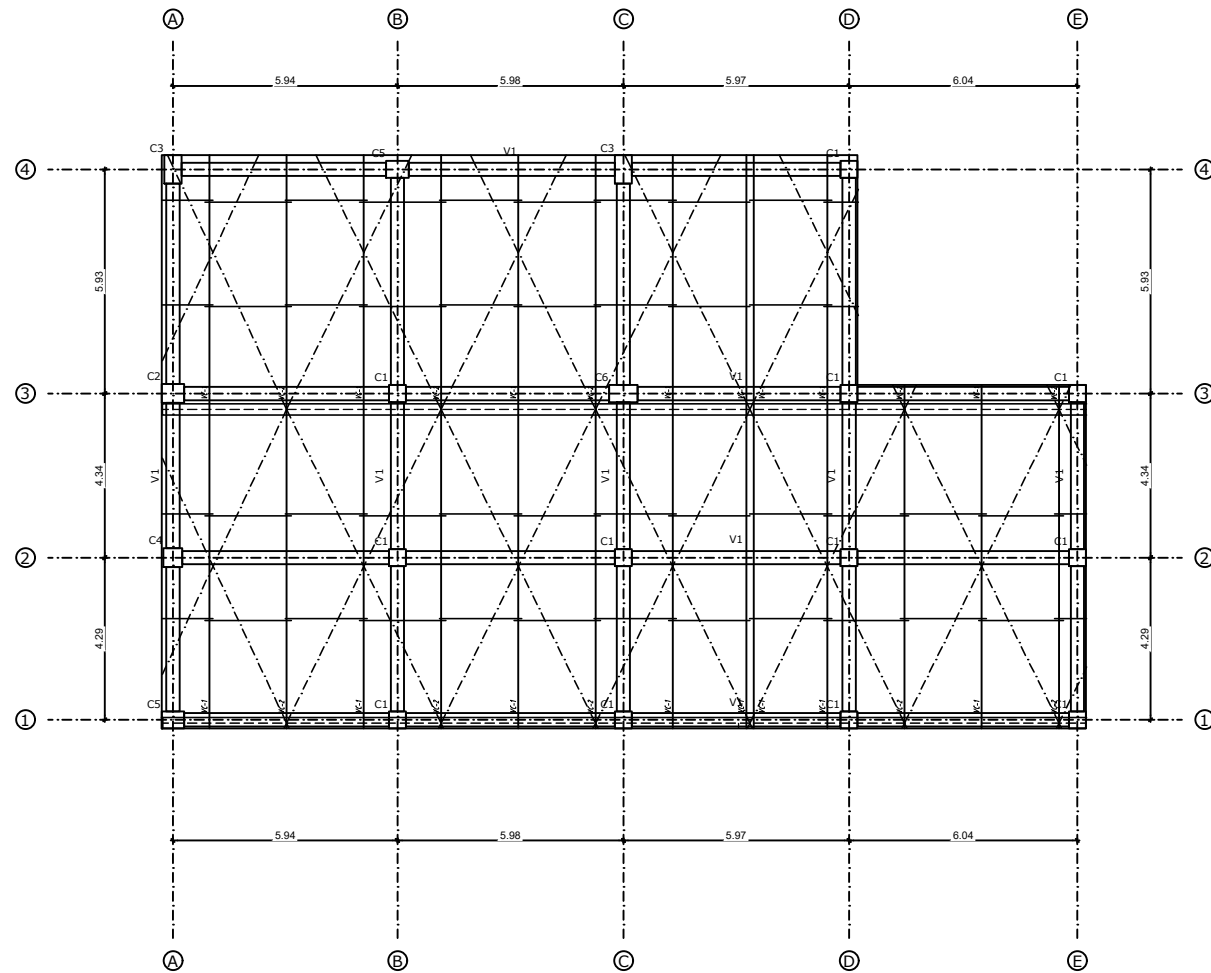
*** ARMADO DE PLINTOS:**
 El armado de plintos es resistente a efectos sismicos por ende debe colocarse armadura tanto inferior como superior según consta en planos, planillas y detalles.

*** CARGAS DE DISEÑO GRAVITACIONALES:**
 LOSAS DE ENTREPISO: LD=280 kg/m²; LL=200 kg/m²
 LOSAS DE TERRAZA ACCESIBLE: LD=168 kg/m²; LR=200 kg/m²
 LOSAS DE TERRAZA INACCESIBLE: LD=168 kg/m²; LR=100 kg/m²

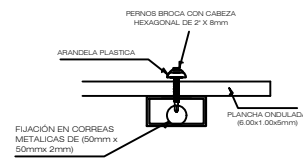
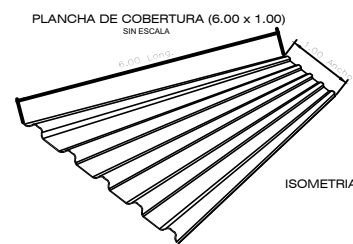
DONDE:
 LD= CARGA MUERTA
 LL= CARGA VIVA
 LR= CARGA VIVA DE CUBIERTA O TERRAZA

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
PROYECTO: Análisis de la Facultad de
Jurisprudencia y Ciencias Sociales
CONTIENE: - Losa Bloque 1B
- Detalle de Vigas Bloque 1B

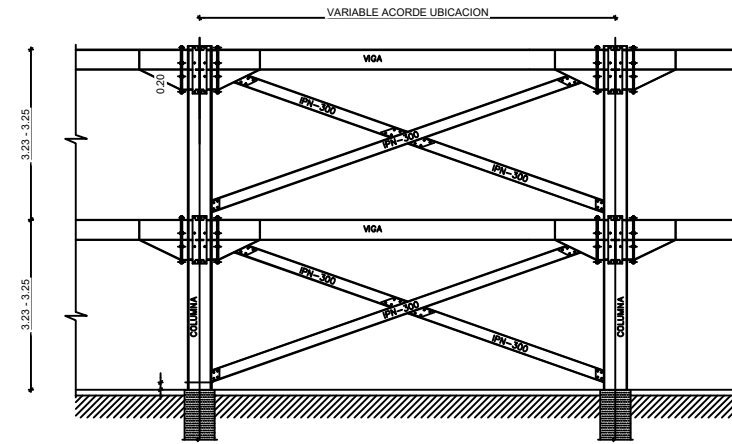
Elaborado por: Patricia Pilco	Aprobó: Ing. Jorge Cevallos
FECHA: Febrero 2022	
LÁMINA: 7/12	ESCALA: Indicadas



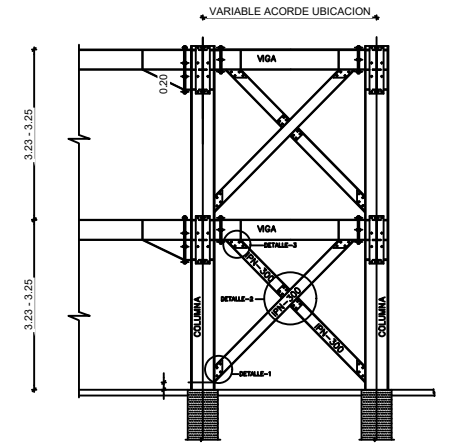
TECHO METÁLICO ESQUEMATICO N+12.59
 CANTIDAD=16
 ESCALA 1:100



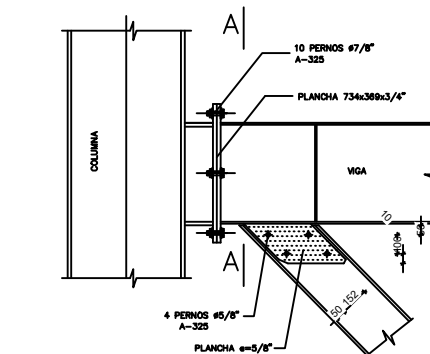
DETALLE DE COBERTURA CON ESTRUCTURA METÁLICA



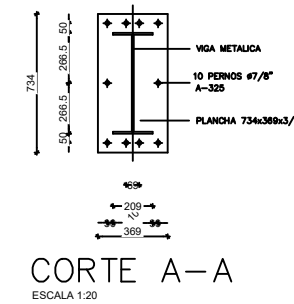
DETALLE CRUZ DE SAN ANDRES
 ESCALA 5/8



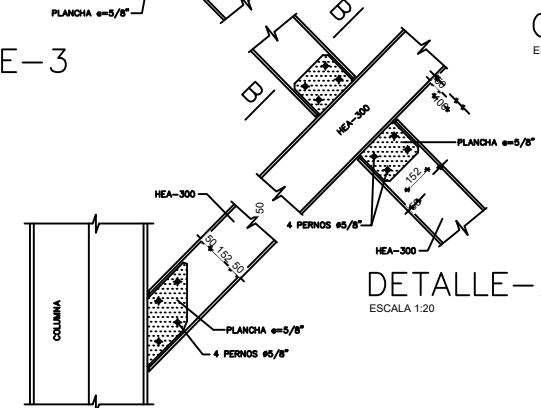
DETALLE CRUZ DE SAN ANDRES
 ESCALA 5/8



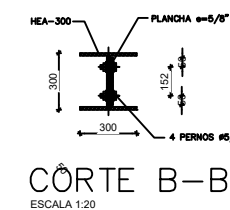
DETALLE-3
 ESCALA 1:20



CORTE A-A
 ESCALA 1:20



DETALLE-2
 ESCALA 1:20



CORTE B-B
 ESCALA 1:20

DETALLE-1
 ESCALA 1:20



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

PROYECTO: Análisis de la Facultad de
 Jurisprudencia y Ciencias Sociales

CONTIENE: Cubierta Bloque 1B
 -Detalle de Reforzamiento Bloque 1B
 -Detalle de Uniones de Cruz de San Andrés

Elaborado por:

Patricia Pilco

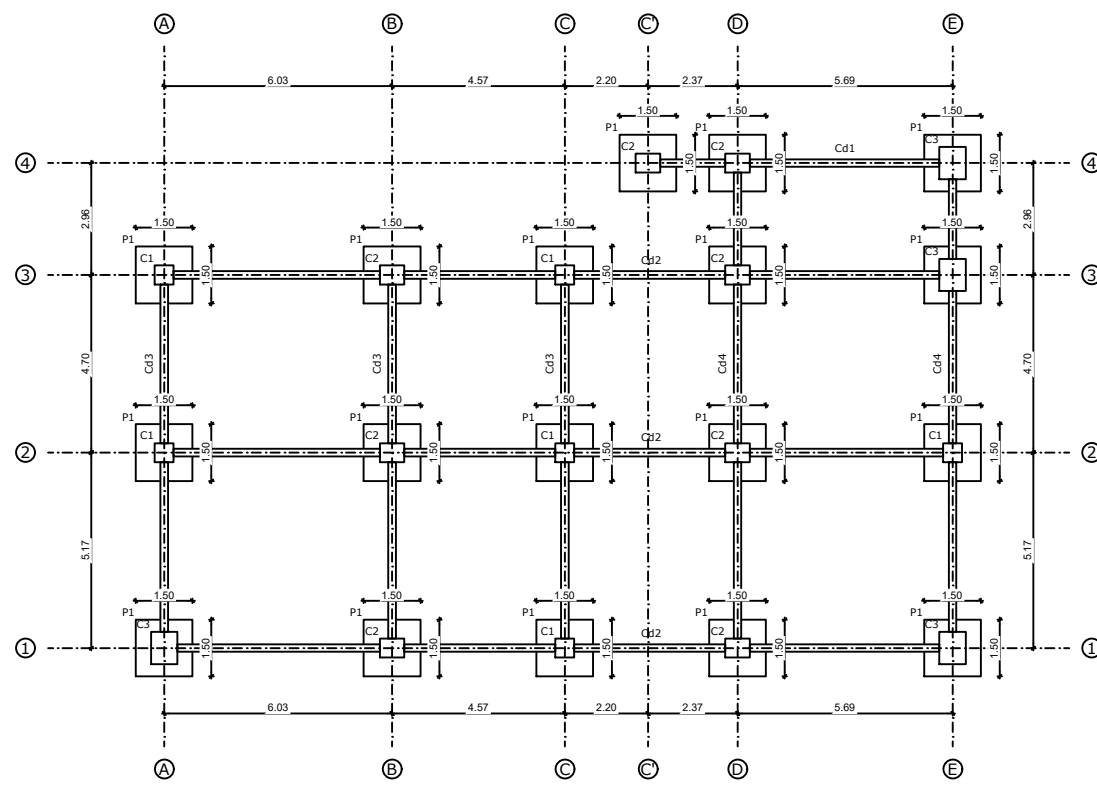
Aprobó:

Ing. Jorge Cevallos

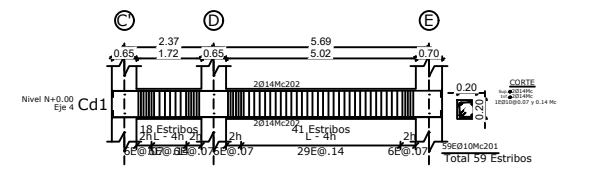
FECHA: Febrero 2022

LÁMINA: 8/12

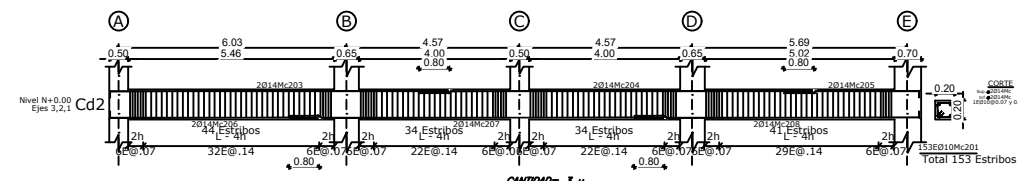
ESCALA: Indicadas



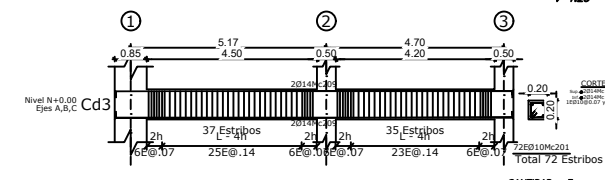
PLANTA GENERAL DE CIMENTACIÓN
ESCALA 1:100



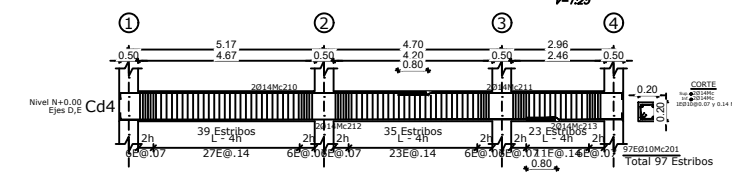
CADENAS DE AMARRE Cd1-20x20
ESCALA H=1:100 V=1:25



CADENAS DE AMARRE Cd2-20x20
ESCALA H=1:100 V=1:25



CADENAS DE AMARRE Cd3-20x20
ESCALA H=1:100 V=1:25



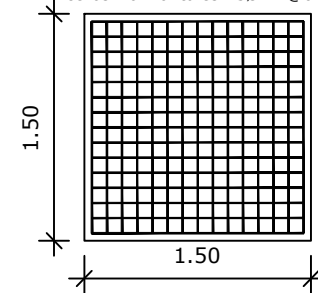
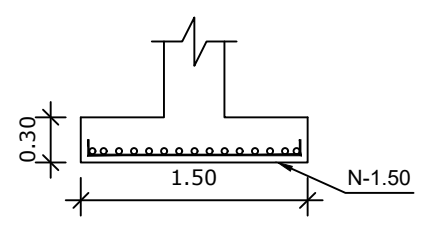
CADENAS DE AMARRE Cd4-20x20
ESCALA H=1:100 V=1:25

DETALLE GANCHO SISMICO
ESCALA S/N

CUADRO DE PLINTOS						
TIPO	No.	DIMENSIONES			MARCAS ARMADURA	UBICACIÓN
		A	B	H		
P1	18	1.50	1.50	0.30	15Ø12Mc114 @0.10 15Ø12Mc114 @0.10	Verticales Horizontales

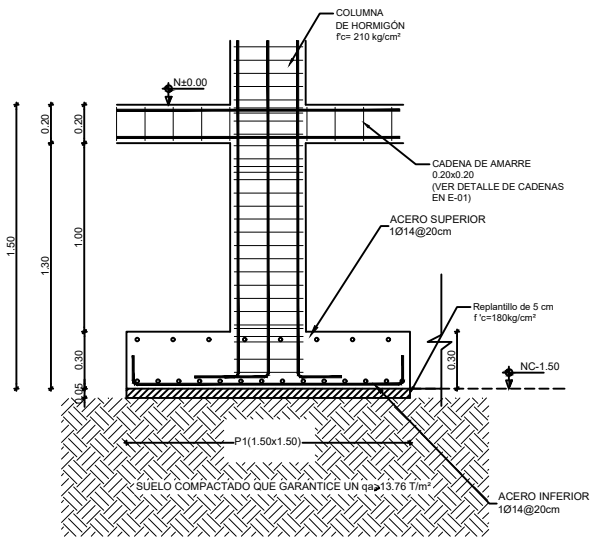
P1
18 PLINTOS

Aceros Verticales 15Ø12 @0.10
Aceros Horizontales 15Ø12 @0.10

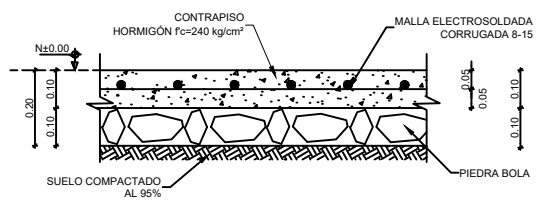


UBICACIÓN

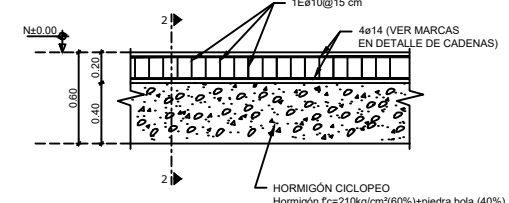
A1, A2, A3, B1, B2, B3, C4, C1, C2, C3,
D1, D2, D3, D4, E1, E2, E3, E4



DETALLE EN ELEVACIÓN DE PLINTOS
ESCALA 1:20



DETALLE DE CONTRAPISO
ESCALA 1:10



DETALLE-CADENAS DE AMARRE
ESCALA 1:25

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- ACERO CORRUGADO LAMINADO EN CALIENTE:** fy=4200Kg/cm², DEFORMACION MINIMA A LA ROTURA = 18%, DIAMETROS 10,12,14,16,18 mm.
- TRASLAPES MINIMOS Y ARMADO DE VIGAS:** SI NO SE ESPECIFICAN EN PLANOS = 60Ø (NO MENOS DE 75cm). EL PRIMER ESTRIBO SE PONDRÁ A 5 cm DE LA CARA DE LA COLUMNA.
- REQUERIMIENTOS MINIMOS:** VIGAS = 4 cm, LOSAS = 2.5 cm, COLUMNAS = 4 cm (INFERIOR) y 5.0 cm (LATERAL).
- CARGA VIVA O DE SERVICIO ES DE 200 Kg/m².**
- ESEFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO:** q=13.76 T/m².

Retirar 50 cm de espesor de suelo bajo los plintos y compactarlo en 3 capas de 17 cm hasta alcanzar el 95% del proctor standard verificado en laboratorio.

ARMADO DE PLINTOS: El armado de plintos es resistente a efectos sismicos por ende debe colocarse armadura tanto inferior como superior según consta en planos, plantillas y detalles.

CARGAS DE DISEÑO GRAVITACIONALES: LOSAS DE ENTREPISO: LD=280 kg/m², LL=200 kg/m², DONDE: LD= CARGA MUERTA, LL= CARGA VIVA. LOSAS DE TERRAZA ACCESIBLE: LD=168 kg/m², LR=200 kg/m². LOSAS DE TERRAZA INACCESIBLE: LD=168 kg/m², LR=100 kg/m².

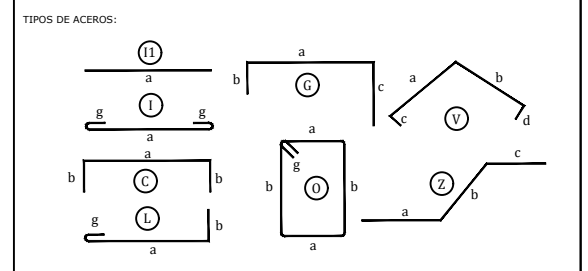
PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES					Long. Desar. (m)	Long. Total	Peso Kg	Obsv.
				a	b	c	d	g				
MARCAS 100 200												
PLANILLA PLINTOS												
114	C	12	540	1.40	0.10	-	-	-	1.60	864	767.2	-
PLANILLA CADENAS												
201	O	10	928	0.15	0.15	-	-	0.07	0.74	686.72	423.7	-
202	C	14	4	8.67	0.17	-	-	-	9.01	36.04	43.5	-
203	L	14	6	8.97	0.17	-	-	-	9.14	54.84	66.3	-
204	II	14	6	10.45	-	-	-	-	10.45	62.7	75.7	-
205	L	14	6	3.58	0.17	-	-	-	3.75	22.5	27.2	-
206	L	14	6	5.53	0.17	-	-	-	5.70	34.2	41.3	-
207	II	14	6	9.93	-	-	-	-	9.93	59.58	72.0	-
208	L	14	6	7.54	0.17	-	-	-	7.71	46.26	55.9	-
209	C	14	12	10.49	0.17	-	-	-	10.83	129.96	157.0	-
210	L	14	4	8.14	0.17	-	-	-	8.31	33.24	40.2	-
211	L	14	4	5.93	0.17	-	-	-	6.10	24.4	29.5	-
212	L	14	4	11.54	0.17	-	-	-	11.71	46.84	56.6	-
213	L	14	4	2.53	0.17	-	-	-	2.70	10.8	13.1	-

RESUMEN DE MATERIALES

Ø	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313
L (m)	-	687	864	561	-	-	-	-	-	-	-
PESO (Kg)	-	424	767	678	-	-	-	-	-	-	-

Wtot (Kg) = 1869
HORMIGON Fc = 210 Kg/cm²
ACERO fy = 4200 Kg/cm²



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

PROYECTO: Análisis de la Facultad de Jurisprudencia y Ciencias Sociales

CONTIENE: -Cadenas de amarre Bloque 2 -Detalle de plintos Bloque 2

Elaborado por: Patricia Pilco
Aprobó: Ing. Jorge Cevallos

FECHA: Febrero 2022
LÁMINA: 9/12 **ESCALA:** Indicadas

PLANILLA DE ACEROS

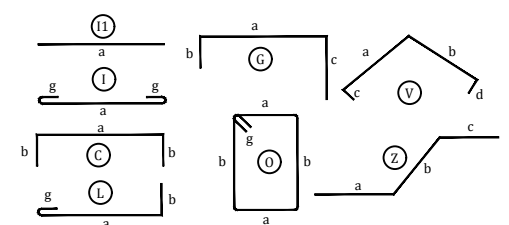
Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES					Long. Desar. (m)	Long. Total	Peso Kg	Obsv.
				a	b	c	d	g				
MARCAS 300												
301	L	20	40	10.08	0.15	-	-	-	10.23	409.2	1009.1	-
302	L	20	40	7.28	0.60	-	-	-	7.88	315.2	777.3	-
303	L	20	40	6.31	0.15	-	-	-	6.46	258.4	637.2	-
304	L	20	40	11.05	0.60	-	-	-	11.65	466	1149.2	-
305	O	10	436	0.49	0.65	-	-	0.07	2.42	1055.12	651.0	-
306	O	10	436	0.80	0.40	-	-	0.07	2.54	1107.44	683.3	-
307	O	10	436	0.80	0.65	-	-	0.07	3.04	1325.44	817.8	-
308	L	16	78	10.03	0.15	-	-	-	10.18	794.04	1253	-
309	L	18	28	10.03	0.15	-	-	-	10.18	285.04	569.5	-
310	L	16	78	7.23	0.60	-	-	-	7.83	610.74	963.8	-
311	L	18	28	7.23	0.60	-	-	-	7.83	219.24	438.0	-
312	L	16	78	6.26	0.15	-	-	-	6.41	499.98	789.0	-
313	L	18	28	6.26	0.15	-	-	-	6.41	179.48	358.6	-
314	L	16	78	11.00	0.60	-	-	-	11.60	904.8	1427.8	-
315	L	18	28	11.00	0.60	-	-	-	11.60	324.8	649.0	-
316	O	10	872	0.45	0.31	-	-	0.07	1.66	1447.52	893.1	-
317	O	10	872	0.24	0.60	-	-	0.07	1.82	1587.04	979.2	-
318	O	10	872	0.45	0.60	-	-	0.07	2.24	1953.28	1205.2	-
319	O	10	654	0.24	0.45	-	-	0.07	1.52	994.08	613.4	-
320	O	10	654	0.45	0.17	-	-	0.07	1.38	902.52	556.9	-
321	O	10	654	0.45	0.45	-	-	0.07	1.94	1268.76	782.8	-

RESUMEN DE MATERIALES

Ø	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.853	4.834	6.313
L (m)	-	11641	-	-	2810	1009	1449	-	-	-	-
PESO (Kg)	-	7183	-	-	4433	2015	3573	-	-	-	-

Wtot (Kg) = 17204
 HORMIGON Fc = 210 Kg/cm²
 ACERO fy = 4200 Kg/cm²

TIPOS DE ACEROS:



- ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:
- ACERO fy = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
 - HORMIGON Fc = 210 Kg/cm²
 - TRASLAPES MÍNIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 50 DIÁMETROS DE LA VARILLA
 - LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO DE CIMENTACIÓN IGUAL A 1.8 Kg/cm² DEBERÁ SER COMPROBADO EN OBRA POR EL CONSTRUCTOR
 - CUALQUIER CAMBIO DEBERÁ SER CONSULTADO CON EL CALCULISTA POR ESCRITO

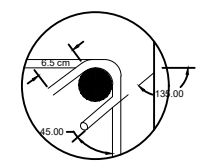
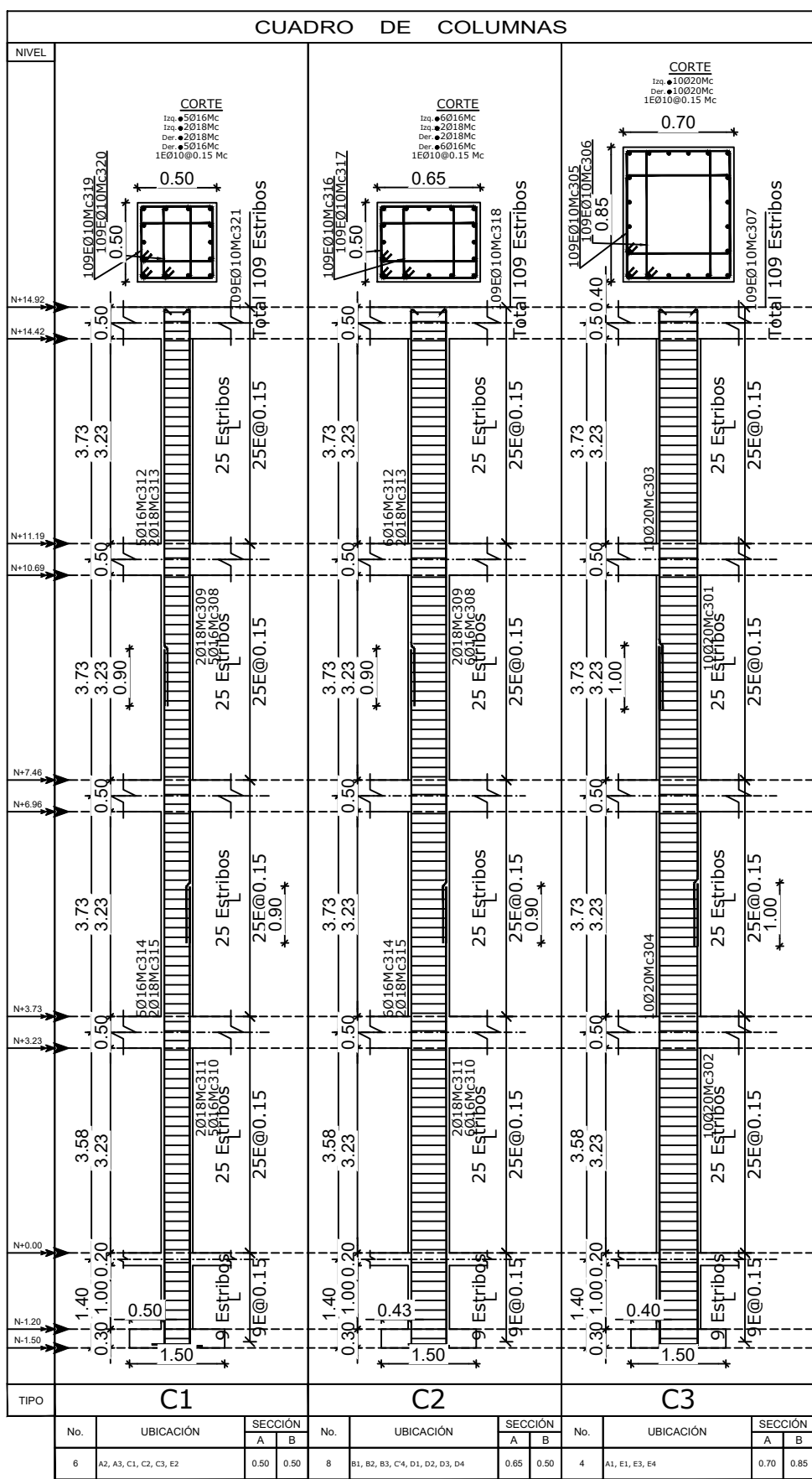


UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
 PROYECTO: Análisis de la Facultad de
 Jurisprudencia y Ciencias Sociales
 CONTIENE: Detalle de columnas Bloque 2

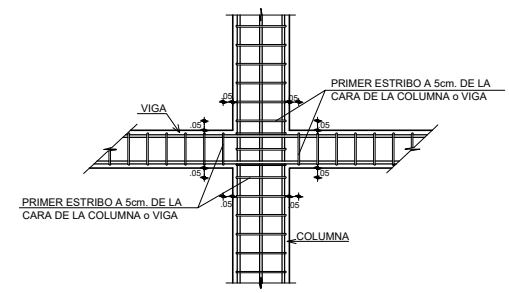
Elaborado por: Patricia Pilco
 Aprobó: Ing. Jorge Cevallos

FECHA: Febrero 2022

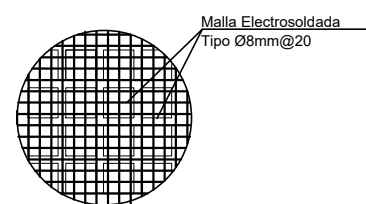
LÁMINA: 10/12 ESCALA: Indicadas



DETALLE GANCHO SISMICO
 ESCALA 5/8



DISTRIBUCION DE ESTRIBOS
 EN UNION VIGA - COLUMNA
 ESCALA 5/8



DETALLE As TEMPERATURA
 ESCALA 5/8

No.	UBICACIÓN	SECCIÓN		No.	UBICACIÓN	SECCIÓN		No.	UBICACIÓN	SECCIÓN	
		A	B			A	B			A	B
6	A2, A3, C1, C2, C3, E2	0.50	0.50	8	B1, B2, B3, C4, D1, D2, D3, D4	0.65	0.50	4	A1, E1, E3, E4	0.70	0.85

PLANILLA DE ACEROS

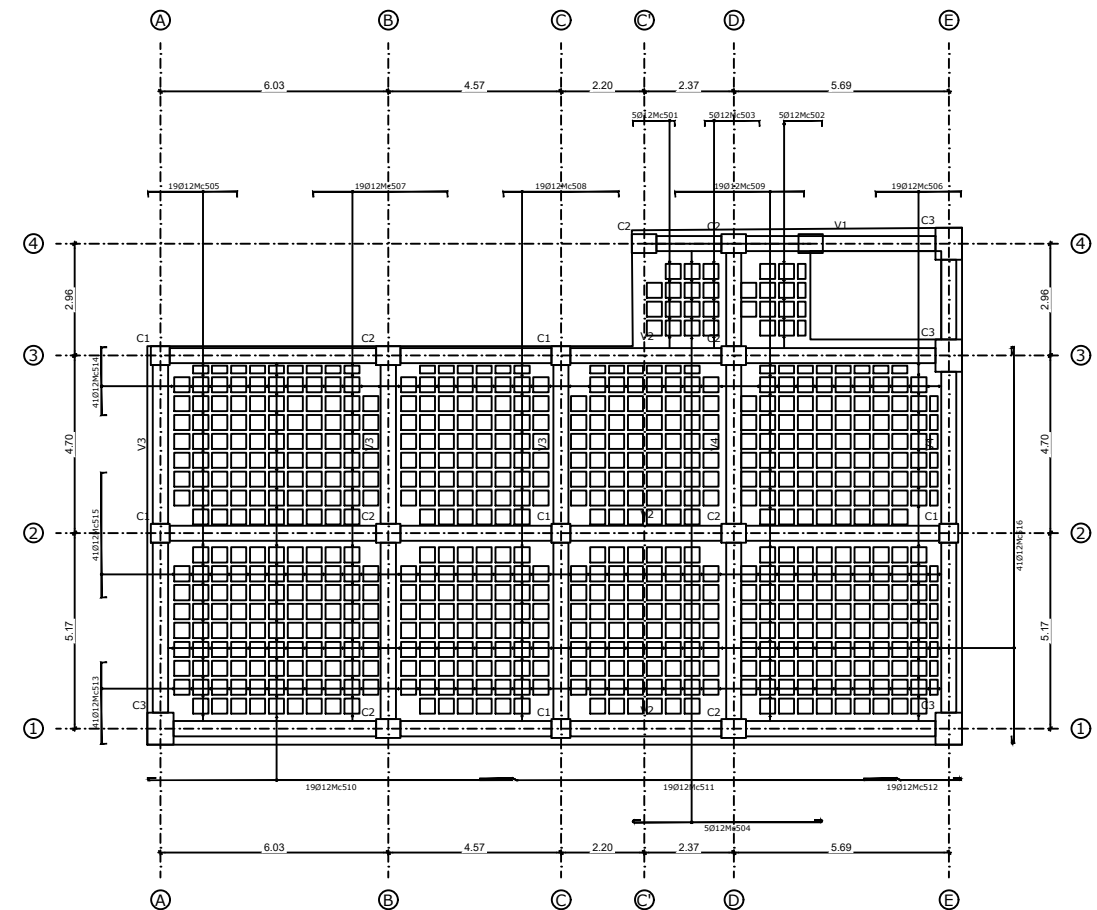
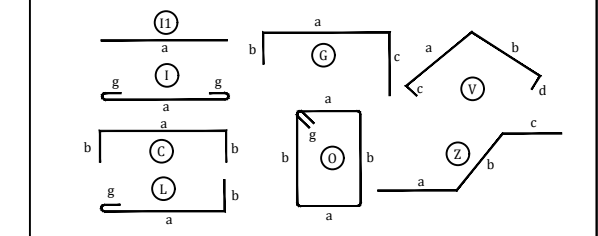
Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES					Long. Desar. (m)	Long. Total	Peso Kg	Obsv.
				a	b	c	d	g				
MARCAS 400 500												
PLANILLA VIGAS												
401	L	18	6	10.03	0.22	-	-	-	10.25	61.5	122.9	-
402	L	18	6	4.14	0.22	-	-	-	4.36	26.16	52.3	-
403	L	18	4	5.98	0.22	-	-	-	6.20	34.8	49.6	-
404	L	18	4	8.19	0.22	-	-	-	8.41	33.64	67.2	-
405	C	18	4	2.70	0.22	-	-	-	3.14	12.56	25.1	-
406	C	18	4	3.45	0.22	-	-	-	3.89	15.56	31.1	-
407	C	18	4	1.30	0.22	-	-	-	1.74	6.96	13.9	-
408	C	18	4	2.05	0.22	-	-	-	2.49	9.96	19.9	-
409	O	10	1141	0.35	0.45	-	-	0.07	1.74	1985.34	1225.0	-
410	C	18	15	10.49	0.22	-	-	-	10.93	163.95	327.6	-
411	C	18	6	3.40	0.22	-	-	-	3.84	23.04	46.0	-
412	C	18	6	1.90	0.22	-	-	-	2.34	14.04	28.1	-
413	C	18	14	2.35	0.22	-	-	-	2.79	39.06	78.0	-
414	L	18	9	8.23	0.22	-	-	-	8.45	76.05	152.0	-
415	II	18	9	10.04	-	-	-	-	10.04	90.36	180.5	-
416	L	18	9	4.93	0.22	-	-	-	5.15	46.35	92.6	-
417	L	18	6	3.63	0.22	-	-	-	3.85	23.1	46.2	-
418	II	18	6	10.55	-	-	-	-	10.55	63.3	126.5	-
419	L	18	6	9.02	0.22	-	-	-	9.24	55.44	110.8	-
420	C	18	6	3.65	0.22	-	-	-	4.09	24.54	49.0	-
421	C	18	6	3.15	0.22	-	-	-	3.59	21.54	43.0	-
422	C	18	6	3.80	0.22	-	-	-	4.24	25.44	50.8	-
423	C	18	6	2.30	0.22	-	-	-	2.74	16.44	32.9	-
424	C	18	5	8.67	0.22	-	-	-	9.11	45.55	91.0	-
425	C	18	2	2.90	0.22	-	-	-	3.34	6.68	13.4	-
426	C	18	2	1.20	0.22	-	-	-	1.64	3.28	6.6	-
PLANILLA LOSAS												
501	C	12	15	1.10	0.14	-	-	-	1.38	20.7	18.4	-
502	C	12	15	1.00	0.14	-	-	-	1.28	19.2	17.1	-
503	C	12	15	1.45	0.14	-	-	-	1.73	25.95	23.0	-
504	I	12	15	5.00	-	-	-	0.20	5.40	81	71.9	-
505	C	12	57	2.35	0.14	-	-	-	2.63	149.91	133.1	-
506	C	12	57	2.25	0.14	-	-	-	2.53	144.21	128.1	-
507	C	12	57	3.55	0.14	-	-	-	3.83	218.31	193.9	-
508	C	12	57	3.05	0.14	-	-	-	3.33	189.81	168.6	-
509	C	12	57	3.40	0.14	-	-	-	3.68	209.76	186.3	-
510	L	12	57	9.67	-	-	-	0.20	9.87	562.59	499.6	-
511	II	12	57	11.06	-	-	-	-	11.06	630.42	559.8	-
512	L	12	57	2.57	-	-	-	0.20	2.77	157.89	140.2	-
513	C	12	123	2.15	0.14	-	-	-	2.43	298.89	265.4	-
514	C	12	123	1.80	0.14	-	-	-	2.08	255.84	227.2	-
515	C	12	123	3.30	0.14	-	-	-	3.58	440.34	391.0	-
516	I	12	123	10.49	-	-	-	0.20	10.89	1339.47	1189.5	-

RESUMEN DE MATERIALES

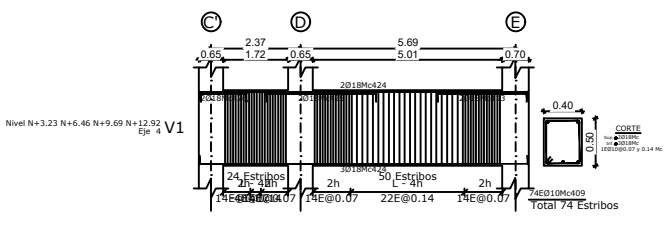
Ø	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	2.984	3.553	4.834	6.313
L (m)	-	1985	4744	-	-	929	-	-	-	-	-
PESO (Kg)	-	1225	4213	-	-	1857	-	-	-	-	-

Wtot (Kg) = 7295
 HORMIGON Fc = 210 Kg/cm2
 ACERO fy = 4200 Kg/cm2

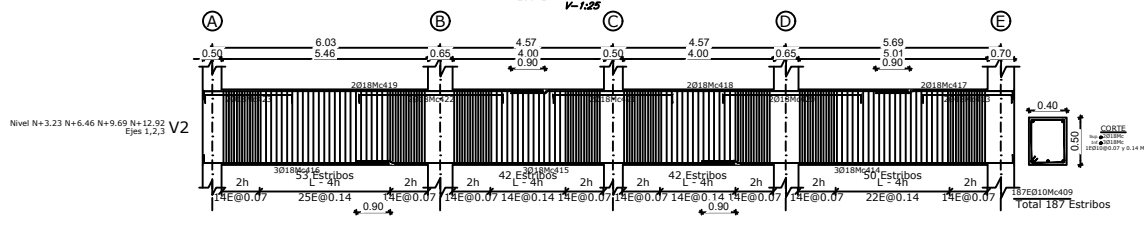
TIPOS DE ACEROS:



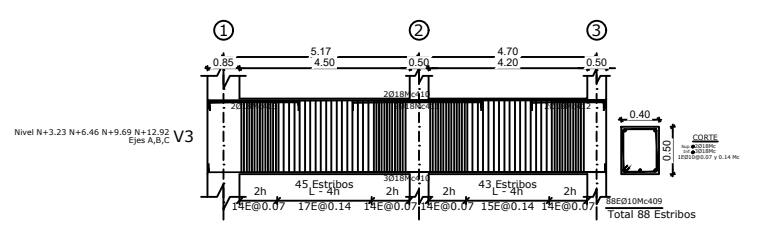
LOSA N+3.23 N+6.46 N+9.69
 ESCALA 1:100



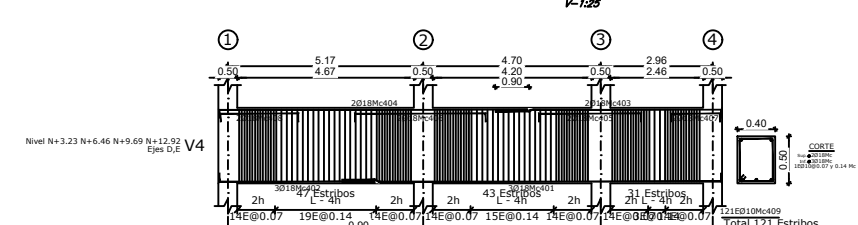
VIGA V1-35x50
 ESCALA H-1:100 V-1:25



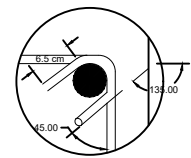
VIGA V2-35x50
 ESCALA H-1:100 V-1:25



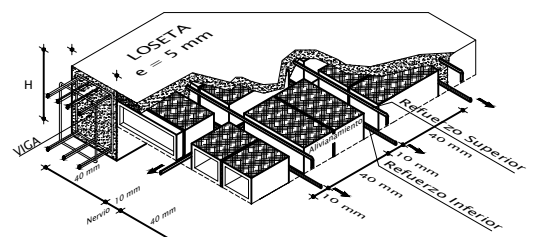
VIGA V3-35x50
 ESCALA H-1:100 V-1:25



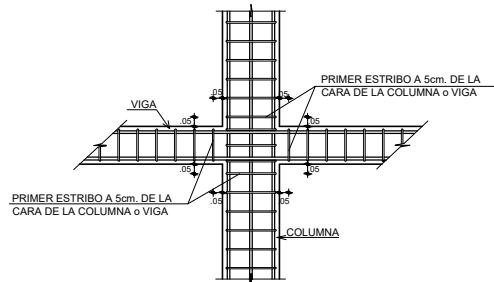
VIGA V4-35x50
 ESCALA H-1:100 V-1:25



DETALLE GANCHO SISMICO
 ESCALA 3/4



DETALLE ISOMETRICO DE CORTE TIPO DE LOSA



DISTRIBUCION DE ESTRIBOS EN UNION VIGA - COLUMNA
 ESCALA 3/4

ESPECIFICACIONES TECNICAS

<ul style="list-style-type: none"> ACERO CORRUGADO LAMINADO EN CALIENTE: fy=4200Kg/cm² DEFORMACION MINIMA A LA ROTURA = 18% DIAMETROS 10,12,14,16,18 mm TRASLAPES MINIMOS Y ARMADO DE VIGAS: SI NO SE ESPECIFICAN EN PLANOS = 60Ø (NO MENOS DE 75cm) EL PRIMER ESTRIBO SE PONDRÁ A 5 cm DE LA CARA DE LA COLUMNA RECUBRIMIENTOS MINIMOS: VIGAS = 4 cm, LOSA = 2.5 cm, COLUMNAS = 4 cm, PUNTOS = 7.5 cm (INFERIOR) y 5.0 cm (LATERAL) LA CARGA VIVA O DE SERVICIO ES DE 200 Kg/m² ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO: q=13.78 T/m² Retirar 50 cm de espesor de suelo bajo los plintos y compactarlo en 3 capas de 17 cm hasta alcanzar el 95% del proctor standard verificado en laboratorio. ARMADO DE PLINTOS: El armado de plintos es resistente a efectos sísmicos por ende debe colocarse armadura tanto inferior como superior según consta en planos, planillas y detalles. CARGAS DE DISEÑO GRAVITACIONALES: LOSAS DE ENTREPISO: LD=280 kg/m², LL=200 kg/m²; LOSAS DE TERRAZA ACCESIBLE: LD=168 kg/m², LR=200 kg/m²; LOSAS DE TERRAZA INACCESIBLE: LD=168 kg/m², LR=100 kg/m² 	<ul style="list-style-type: none"> RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS: Fc=240 Kg/cm² EN PROBETAS ESTANDAR DE 15.24cm DE DIAMETRO Y 30.48cm DE ALTURA. TAMANO MAXIMO DE LOS AGREGADOS: 2.54 cm CONSISTENCIA DEL HORMIGON: NO MAYOR A 7.0 cm TOMA DE MUESTRAS PARA ENSAYOS: NO MENOS DE 6 PROBETAS POR CADA 5 (m³) DE HORMIGON O FRACCION POR DIA DE FUNDICION NOTA: LOS TRABAJOS EN HORMIGON ARMADO SE REALIZARAN CONFORME A LOS REQUERIMIENTOS DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCION NEC 2015 Y EL CODIGO A.C.I 318-08 DONDE: LD= CARGA MUERTA, LL= CARGA VIVA, LR= CARGA VIVA DE CUBIERTA O TERRAZA
---	--

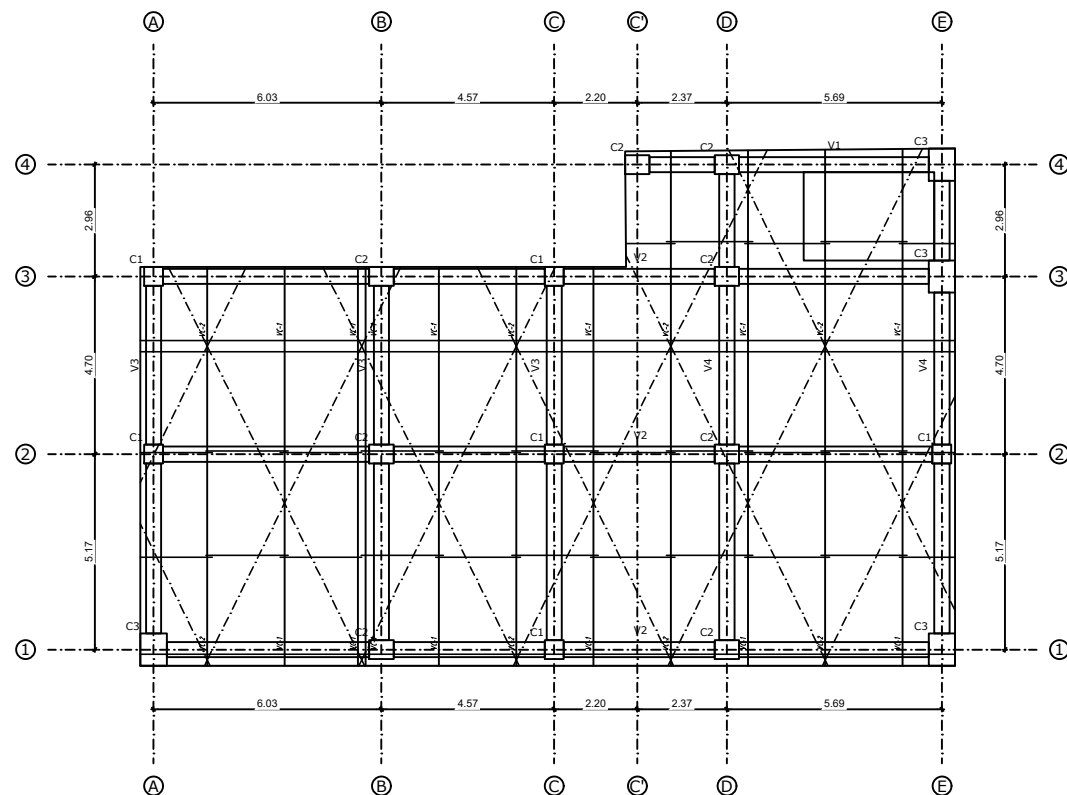
UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

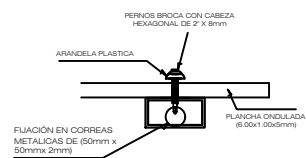
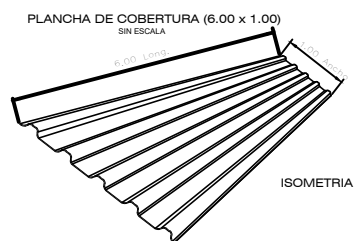
PROYECTO: Análisis de la Facultad de Jurisprudencia y Ciencias Sociales

CONTIENE: - Losa Bloque 2 - Detalle de Vigas Bloque 2

Elaborado por: Patricia Pilco	Aprobó: Ing. Jorge Cevallos
FECHA: Febrero 2022	
LÁMINA: 11/12	ESCALA: Indicadas



TECHO METÁLICO ESQUEMATICO N+12.59
 CANTIDAD= 1u.
 ESCALA 1:100



DETALLE DE COBERTURA CON ESTRUCTURA METÁLICA



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

PROYECTO: Análisis de la Facultad de
 Jurisprudencia y Ciencias Sociales

CONTIENE: Cubierta Bloque 2
 -Detalle de Reforzamiento
 -Detalle de Uniones de Cruz de San Andrés

Elaborado por:

Patricia Pilco

Aprobó:

Ing. Jorge Cevallos

FECHA: Febrero 2022

LÁMINA: 12/12

ESCALA: Indicadas