



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

TRABAJO EXPERIMENTAL
PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

TEMA:

“DETERMINACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO ACT CONSULTORES, UBICADO EN LA CIUDAD DE AMBATO A TRAVÉS DEL ANÁLISIS NO LINEAL PUSH OVER”

AUTOR: Fernando Josué Cárdenas López

TUTORA: Ing. Lourdes Gabriela Peñafiel Valla, Mg.

AMBATO – ECUADOR

Febrero - 2024

APROBACIÓN DEL TUTOR

En mi calidad de Tutora del Trabajo Experimental, previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil con el tema: “**DETERMINACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO ACT CONSULTORES, UBICADO EN LA CIUDAD DE AMBATO A TRAVÉS DEL ANÁLISIS NO LINEAL PUSH OVER**”, elaborado por el Sr. Fernando Josué Cárdenas López, portador de la cédula de ciudadanía C.I. 1805202122, estudiante de la Carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Certifico:

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

Ambato, febrero 2024



Ing. Lourdes Gabriela Peñañiel Valla, Mg.

TUTORA

AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, **Fernando Josué Cárdenas López**, con C.I. 1805202122 declaro que todos los contenidos y actividades expuestos en el desarrollo del presente Trabajo Experimental con el tema: **“DETERMINACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE ACT CONSULTORES, UBICADO EN LA CIUDAD DE AMBATO A TRAVÉS DEL ANÁLISIS NO LINEAL PUSH OVER”**. Así como los análisis estadísticos, gráficos, tablas, conclusiones y recomendaciones son de mi exclusiva responsabilidad como autor del trabajo, a excepción de las referencias bibliográficas citadas en el mismo.

Ambato, febrero 2024



Fernando Josué Cárdenas López

C.I. 1805202122

AUTOR

DERECHOS DE AUTOR

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

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

Ambato, febrero 2024



Fernando Josué Cárdenas López

C.I. 1805202122

AUTOR

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros del Tribunal de Grado aprueban el informe del Trabajo Experimental, realizado por el estudiante Fernando Josué Cárdenas López de la Carrera de Ingeniería Civil bajo el tema: “**DETERMINACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE ACT CONSULTORES, UBICADO EN LA CIUDAD DE AMBATO A TRAVÉS DEL ANÁLISIS NO LINEAL PUSH OVER**”.

Ambato, febrero 2024

Para constancia firman:



.....
Ing. Maritza Elizabeth Ureña Aguirre, Mg.
MIEMBRO CALIFICADOR



.....
Ing. Wladimir José Ramírez Cabrera, Mg.
MIEMBRO CALIFICADOR

DEDICATORIA

Quiero dedicar este trabajo y todo el proceso universitario a las dos personas más importantes en mi vida. A mi madre Alejandra y a mi padre Danilo, esto es un logro compartido, es un fruto que gracias a Dios se cosecho a base de mucho esfuerzo.

AGRADECIMIENTO

Primeramente, quiero agradecer a uno de los motores principales en mi vida como es mi madre Alejandra, que sin importar sus ocupaciones siempre se preocupó por mí para que rindiera de una manera adecuada en la universidad. A su vez a mi padre Danilo, que con su esfuerzo y sacrificio siempre estuvo presente ayudándome cuando más lo necesitaba y brindándome las mejores comodidades para ser uno de los mejores. Y a los dos por enseñarme a ser una persona de un buen corazón, competitiva, diferente a los demás y con un valor indescriptible como es la responsabilidad.

Agradezco también a todos los docentes, conserjes y personal administrativo de la Universidad Técnica de Ambato que fueron parte de esta linda etapa en mi vida. De forma especial a la Ingeniera Gabriela Peñafiel que supo guiarme y apasionarme de la carrera, porque eso no lo logra cualquier maestro.

A mi familia en general por siempre estar pendiente de mí, por confiar en mis capacidades y demostrarme que hay que vivir el día a día como si fuera el último.

Al Ingeniero Franklin Álvarez, que fue una persona muy importante en mi crecimiento profesional a lo largo de la Universidad. Que me supo abrir las puertas de su constructora cuando estaba cursando Tercer Semestre y sin importar en ese tiempo que no contaba con mucho conocimiento confió en mí.

A mi novia Maca que fue una verdadera compañera de vida de principio a fin, por apoyarme siempre y no dejarme solo cuando necesitaba de su ayuda. Este logro también es tuyo.

A mi perrita Mía, por acompañarme en todas las veladas para cumplir los deberes y siempre brindarme su inalcanzable amor tan puro.

A las increíbles personas que tuve la oportunidad de compartir día a día en la Universidad en general a todas, porque de cada una de ellas se pudo aprender algo. Y por último a mis amigos, que igual siempre confiaron que este momento llegaría.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

APROBACIÓN DEL TUTOR	ii
AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN	iii
DERECHOS DE AUTOR.....	iv
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO.....	v
DEDICATORIA	vi
AGRADECIMIENTO.....	vii
ÍNDICE DE CONTENIDOS	viii
ÍNDICE DE TABLAS E IMAGENES.....	xii
RESUMEN EJECUTIVO	xvii
ABSTRACT	xviii
CAPITULO I.....	1
MARCO TEÓRICO.....	1
1.1 Antecedentes Investigativos	1
1.2 Objetivos	5
1.2.1 Objetivo general	5
1.2.2 Objetivos específicos	5
CAPITULO II	6
METODOLOGÍA	6
2.1 Materiales.....	6
2.2 Equipos.....	6
2.3 Métodos.....	7
2.3.1 Fase 1: Levantamiento de la edificación.....	7
2.3.2 Fase 2: Desempeño sísmico de la edificación.....	7
2.3.3 Fase 3: Reforzamiento estructural.....	12
CAPITULO III.....	14

RESULTADO Y DISCUSIÓN.....	14
3.1 Análisis y discusión de resultados.....	14
3.1.1 Fase 1: Levantamiento de la edificación.....	14
Planos arquitectónicos y estructurales	14
Ubicación	14
Descripción de la edificación	15
Estudio de materiales	15
Resistencia a la compresión del hormigón.....	15
Acero de refuerzo de los elementos estructurales	21
Resistencia a la fluencia de acero.....	22
Tipo de suelo	23
3.1.2 Fase 2: Desempeño sísmico de la edificación.....	23
Desarrollo del método cualitativo	23
Desarrollo del método cuantitativo	27
Cargas gravitacionales y combinaciones de carga	27
Cargas Muertas.....	27
Cargas Vivas.....	30
Cargas Sísmicas	31
Resultados del método cuantitativo	32
Definición de materiales	33
Definición de secciones de los elementos estructurales.....	33
Inercias Agrietadas	34
Definición Espectro de respuesta sísmica	34
Definición Cortante Basal Estático	35
Asignación de cargas en el modelo	36
Análisis lineal de la estructura condiciones actuales	36
Período de Vibración.....	36

Recálculo del cortante estático y dinámico.....	37
Torsión en Planta.....	37
Masa Acumulada.....	39
Cortante basal Estático vs Cortante basal Dinámico.....	40
Derivas de piso.....	41
Elementos Estructurales.....	42
Columna Fuerte – Viga débil.....	54
Nudo Fuerte – Viga débil.....	55
Análisis no lineal de la estructura condiciones actuales.....	55
Cuantía de acero en vigas y columnas.....	55
Carga gravitacional no lineal.....	55
Cálculo de la longitud de rótulas plásticas.....	56
Niveles de Amenaza Sísmica.....	57
Cargas Laterales no Lineales.....	58
Resultados del análisis no lineal de la estructura condiciones actuales.....	59
Formación de rótulas plásticas.....	59
Curva de capacidad.....	63
Punto de desempeño.....	64
Evaluación del desempeño sísmico método FEMA 440.....	68
3.1.3 Fase 3: Reforzamiento estructural.....	70
Propuesta de Reforzamiento.....	70
Resultados de la Propuesta de Reforzamiento.....	72
Periodo de vibración.....	72
Torsión en planta.....	73
Masa Acumulada.....	73
Cortante basal Estático vs Cortante basal Dinámico.....	74
Derivas entre piso.....	74

Análisis no lineal de la estructura reforzada	75
Formación de rótulas plásticas	76
Curva de capacidad	80
Punto de desempeño.....	81
Evaluación del desempeño sísmico método FEMA 440.....	82
Evaluación del desempeño sísmico método FEMA 440.....	82
Diseño de los Muros de Corte.....	84
Diseño del Muro Anclado	85
Junta Sísmica.....	86
3.2 Prueba de Hipótesis.....	86
CAPITULO IV.....	88
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	88
4.1 Conclusiones	88
4.2 Recomendaciones.....	89
BIBLIOGRAFÍA	90
ANEXOS	93
ANEXO A: Tablas de análisis de resultados.....	93
ANEXO B: Tipo de Suelo.....	97
ANEXO C: Carta de compromiso	99
ANEXO D: Ensayo de Penetración estándar.....	99
ANEXO E: Diseño del Muro de Anclaje	100
ANEXO E: Planos	106

ÍNDICE DE TABLAS E IMAGENES

Tabla 1: Coeficientes para determinar el periodo de la edificación	8
Tabla 2: Distribución de plantas.....	15
Tabla 3: Resultado ensayo esclerométrico columna	19
Tabla 4: Acero de refuerzo columnas.....	21
Tabla 5: Acero de refuerzo vigas.....	22
Tabla 6: Formulario de Detección Visual Rápida FEMA 154 - Nivel 1 AS	24
Tabla 7: Formulario de Detección visual FEMA 154 - Nivel 2 AS	25
Tabla 8: Evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica de edificaciones NEC 15	27
Tabla 9: Peso propio paredes N+2.88	28
Tabla 10: Peso propio paredes N+5.58	29
Tabla 11: Peso propio paredes N+8.28.....	29
Tabla 12: Peso propio paredes N+10.98	29
Tabla 13: Peso propio losa e=20cm	30
Tabla 14: Carga muerta total resumida.....	30
Tabla 15: Valores de carga viva dependiendo de su funcionalidad.....	31
Tabla 16: Datos para calcular el espectro de aceleración elástico	31
Tabla 17: Altura equivalente de losa nervada a maciza	33
Tabla 18: Período de vibración - método II	36
Tabla 19: Verificación del chequeo del periodo de vibración	36
Tabla 20: Corrección del coeficiente del cortante basal estático y k	37
Tabla 21: Corrección del coeficiente del cortante basal dinámico.....	37
Tabla 22: Porcentaje de Torsión en los tres primeros modos de vibrar.....	38
Tabla 23: Acumulación de la masa modal de la estructura	40
Tabla 24: Relación entre el cortante basal estático y dinámico	41
Tabla 25: Momento de diseño y refuerzo requerido	44
Tabla 26: Diseño a corte en la viga	47
Tabla 27: Resumen de resultados por torsión	48
Tabla 28: Columna fuerte - viga débil.....	54
Tabla 29: Nudo fuerte - viga débil	55
Tabla 30: Longitud de rótulas plásticas en vigas con columnas de 45cm.....	56
Tabla 31: Longitud de rótulas plásticas en vigas con columnas de 40cm.....	56

Tabla 32: Longitud de rótulas plásticas en vigas con columnas de 35cm.....	56
Tabla 33: Longitud de rótulas plásticas en columnas.....	57
Tabla 34: Niveles de amenaza sísmica.....	57
Tabla 35: Parámetros para los espectros de demanda	58
Tabla 36: Rótulas Plásticas sentido X	59
Tabla 37: Rótulas Plásticas sentido Y	61
Tabla 38: Puntos de desempeño sentido X-X	65
Tabla 39: Puntos de desempeño sentido Y-Y	66
Tabla 40: Niveles de desempeño actuales y esperados Sentido X-X.....	69
Tabla 41: Niveles de desempeño actuales y esperados Sentido Y-Y	70
Tabla 42: Dimensiones de los muros estructurales	71
Tabla 43: Periodo de vibración de la estructura reforzada	72
Tabla 44: Porcentaje de torsión estructura reforzada	73
Tabla 45: Acumulación de la masa modal de la estructura reforzada	74
Tabla 46: Relación entre el cortante basal estático y dinámico estructura reforzada.	74
Tabla 47: Incidencia de rigidez de muros de corte SIS-X.....	75
Tabla 48: Rótulas Plásticas sentido X	77
Tabla 49: Rótulas Plásticas sentido Y	79
Tabla 50: Puntos de desempeño sentido X-X	81
Tabla 51: Puntos de desempeño sentido Y-Y	82
Tabla 52: Niveles de desempeño actuales y esperados Sentido X-Y.....	83
Tabla 53: Diseño del muro de corte M2-M3	84
Tabla 54: Diseño del muro de corte M1-M4.....	84
Tabla 55: Resumen diseño de anclaje	86
Tabla 56: Ensayo esclerométrico de vigas	93
Tabla 57: Ensayo esclerométrico de columnas	93
Tabla 58: Ensayo esclerométrico de losas.....	94
Tabla 59: Parámetros de modelado y criterios de aceptación en el procedimiento no lineal de vigas de hormigón armado	95
Tabla 60: Parámetros de modelado y criterios de aceptación en el procedimiento no lineal de columnas de hormigón armado	96
Tabla 61: Diseño del muro de anclaje	99

Imagen 1: Ubicación de ACT Consultores.....	14	
Imagen 2: Fachada principal ACT Consultores	15	
Imagen 3: Limpieza de columna	Imagen 4: Ensayo en columna.....	16
Imagen 5: Limpieza de viga	Imagen 6: Ensayo en viga	16
Imagen 7: Limpieza de losa	Imagen 8: Ensayo en losa	17
Imagen 9: Puntos de esclerometría Losa N+2.88	17	
Imagen 10: Puntos de esclerometría Losa N+5.58	18	
Imagen 11: Puntos de esclerometría Losa N+8.28.....	18	
Imagen 12: Puntos de esclerometría Losa N+10.98	19	
Imagen 13: Relación entre el número de golpes y la resistencia del hormigón.....	20	
Imagen 14: Especificaciones técnicas para la construcción.....	21	
Imagen 15: Tipos de Pared.....	28	
Imagen 16: Detalle de losa e= 20cm.....	30	
Imagen 17: Espectro de respuesta $T_r=475$ años.....	32	
Imagen 18: Esquema 3D de la Edificación ACT Consultores	32	
Imagen 19: Detalle de losa e= 20cm.....	33	
Imagen 20: Espectro de Respuesta Sísmica NEC 15.....	34	
Imagen 21: Curva de demanda con el periodo calculado	35	
Imagen 22: Representación gráfica del primer modo de vibración	38	
Imagen 23: Representación gráfica del segundo modo de vibración.....	39	
Imagen 24: Representación gráfica del tercer modo de vibración.....	39	
Imagen 25: Deriva Estática SIS X – SIX Y	41	
Imagen 26: Deriva Dinámica SISD X – SIXD Y.....	42	
Imagen 27: Vista en elevación del Eje 2 con área de acero en vigas	43	
Imagen 28: Vista en planta del N+ 5.58m con área de acero en vigas.....	44	
Imagen 29: Porcentaje cuantía de acero de vigas en el N+5.88.....	46	
Imagen 30: Vista en elevación del Eje 2 con área de acero en columnas	49	
Imagen 31: Cuantías de acero para las columnas del pórtico 1	50	
Imagen 32: Relación demanda/capacidad del pórtico del eje 1	52	
Imagen 33: Diagrama de Iteración C1 45X45cm	53	
Imagen 34: Diagrama de Iteración C2 40X40cm	53	
Imagen 35: Diagrama de Iteración C3 35X35cm	54	
Imagen 36: Curva de peligro sísmico para la ciudad de Ambato.....	57	

Imagen 37: Espectros elásticos con los diferentes niveles de amenaza sísmica	58
Imagen 38: Formación de rótulas plásticas (Paso 2) sentido X	60
Imagen 39: Formación de rótulas plásticas (Paso 3) sentido X	60
Imagen 40: Formación de rótulas plásticas (Paso 4) sentido X	61
Imagen 41: Formación de rótulas plásticas (Paso 4) sentido Y	62
Imagen 42: Formación de rótulas plásticas (Paso 5) sentido Y	62
Imagen 43: Formación de rótulas plásticas (Paso 6) sentido Y	63
Imagen 44: Curva de Capacidad (No linealidad).....	63
Imagen 45: Representación bilineal a través de sectorización.....	64
Imagen 46: Punto de desempeño para una demanda frecuente $Tr=72$ años	65
Imagen 47: Punto de desempeño para una demanda ocasional $Tr=225$ años	65
Imagen 48: Punto de desempeño para una demanda raro $Tr=475$ años.....	66
Imagen 49: Punto de desempeño para una demanda muy rara $Tr=2500$ años.....	66
Imagen 50: Punto de desempeño para una demanda frecuente $Tr=72$ años	67
Imagen 51: Punto de desempeño para una demanda ocasional $Tr=225$ años	67
Imagen 52: Punto de desempeño para una demanda raro $Tr=475$ años.....	67
Imagen 53: Punto de desempeño para una demanda muy rara $Tr=2500$ años.....	68
Imagen 54: Curva de desempeño para un nivel de amenaza "Raro" $Tr=475$ años	68
Imagen 55: Curva de desempeño para un nivel de amenaza "Raro" $Tr= 475$ años ...	69
Imagen 56: Distribución de muros estructurales en planta	71
Imagen 57: Distribución de muros estructurales en 3D.....	72
Imagen 58: Relación del periodo de vibración actual y reforzado.....	73
Imagen 59: Deriva Estática SIS X – SIX Y	75
Imagen 60: Deriva Dinámica SISD X – SIXD Y.....	75
Imagen 61: Rótulas plásticas muro de corte	76
Imagen 62: Formación de rótulas plásticas (Paso 4) sentido X.....	77
Imagen 63: Formación de rótulas plásticas (Paso 7) sentido X	78
Imagen 64: Formación de rótulas plásticas (Paso 10) sentido X.....	78
Imagen 65: Formación de rótulas plásticas (Paso 2) sentido Y	79
Imagen 66: Formación de rótulas plásticas (Paso 3) sentido Y	80
Imagen 67: Curva de Capacidad (No linealidad).....	80
Imagen 68: Punto de desempeño para una demanda Raro $Tr=475$ años	81
Imagen 69: Curva de desempeño para un nivel de amenaza "Raro" $Tr=475$ años	82

Imagen 70: Curva de desempeño para un nivel de amenaza "Raro" $T_r=475$ años	83
Imagen 71: Rótula plástica de viga	95
Imagen 72: Rótula plástica de columna	96
Imagen 73: Clasificación de los suelos de la ciudad de Ambato (vista sísmica)	97
Imagen 74: Curvas igual velocidad de las ondas de corte V_{s30} de la ciudad de Ambato	98

RESUMEN EJECUTIVO

Al estar presente en una zona altamente sísmica, toda obra de ingeniería está expuesta a la posibilidad de sufrir grandes daños o hasta un colapso ante la acción de eventos sísmicos, es por ello que la principal función del presente trabajo experimental es dar a conocer el desempeño sísmico del edificio ACT Consultores ubicado en la ciudad de Ambato [1].

Este trabajo fue realizado en tres fases; la primera describe la caracterización de la edificación arquitectónica y estructural, identificando los materiales que fueron ocupados. A continuación, la segunda etapa está enfocada al procesamiento de información con el desarrollo del método cualitativo; que hace referencia a una evaluación visual rápida de la vulnerabilidad que presenta la estructura mientras que en el método cuantitativo se refiere a todo el proceso que conlleva el diseño sismorresistente de una edificación para plasmarlo en el Software Ingenieril. También, se realizó el análisis no lineal mediante un Push Over para evaluar el desempeño sísmico que tiene la edificación ante diferentes niveles de amenaza sísmica sin el muro de contención. Finalmente, la tercera fase se basa en la rehabilitación estructural de la edificación.

Después de haber revisado que la edificación no cumple con chequeos de periodo, derivas de entre piso, torsión y el punto de desempeño ante un sismo “Raro” no era el esperado para construcciones básicas como oficinas. A partir de ello, se procedió a colocar muros de corte para corregir derivas, torsión, período y punto de desempeño para que la edificación tenga mejor comportamiento estructural.

Palabras Clave: Método Cualitativo, Método Cuantitativo, Análisis Lineal, Análisis No Lineal, Desempeño Sísmico, Reforzamiento estructural.

ABSTRACT

Being located in a highly seismic area, any engineering work is exposed to the possibility of suffering great damage or even collapse under the action of seismic events, that is why the main function of this experimental work is to show the seismic performance of the ACT Consultores building located in the city of Ambato [1].

This work was carried out in three phases; the first one describes the characterization of the architectural and structural building, identifying the materials that were used. Then, the second stage is focused on information processing with the development of the qualitative method, which refers to a quick visual evaluation of the vulnerability of the structure, while the quantitative method refers to the whole process involved in the seismic-resistant design of a building to translate it into the engineering software. Also, the nonlinear analysis was performed by means of a Push Over to evaluate the seismic performance of the building under different levels of seismic hazard without the retaining wall. Finally, the third phase is based on the structural rehabilitation of the building.

After reviewing that the building did not comply with period checks, interstory drifts, torsion and the performance point in a "Rare" earthquake was not as expected for basic constructions such as offices. Based on this, we proceeded to place shear walls to correct drifts, torsion, period and performance point so that the building would have better structural behavior.

Keywords: Qualitative Method, Quantitative Method, Linear Analysis, Nonlinear Analysis, Seismic Performance, Structural Strengthening.

CAPITULO I

MARCO TEÓRICO

1.1 Antecedentes Investigativos

En 2022, Mendoza A, Moreira D y García L [1], realizaron un análisis no lineal mediante el método del Push Over del edificio de docentes de la UTM. Hicieron el modelado del edificio tal y como está construido y con la inclusión de muros estructurales en puntos estratégicos. En el primer análisis destacaron la presencia de rotulas plásticas en columnas indicando que se encuentran en la zona “Prevención de Colapso”, lo que significa que el edificio después de un sismo presentara un alto daño en el elemento estructural anteriormente mencionado y concluyendo que no podrá ser utilizada hasta que sea intervenida para menorar grandes deformaciones. En el segundo análisis con la colocación de muros estructurales, el edificio presento una mejoría en su capacidad, hubo baja presencia de rotulas en columnas y se encontraban en un nivel “Ocupación Inmediata”, demostrando así que la fuerza cortante logra desplazamientos bajos a comparación al anterior.

Del mismo modo en 2021, Flores E [2], ejecutó una evaluación del desempeño sismorresistente de una edificación en Bolivia a través de una Análisis Estático no lineal Push Over. En los resultados presentados, menciona que para el cálculo del factor de comportamiento la estructura fue sometida a tres tipos de espectros los cuales fueron: servicio, diseño y máximo. El factor que se obtuvo es igual a 3, calificando a la edificación o un sistema aperticado ordinario resistente a momento y bajo esa misma consideración que puede ser ocupado para un prediseño sismorresistente y la construcción del espectro inelástico. Además, para la determinación del nivel de desempeño con una aceleración de la gravedad de $9,810 \text{ m/s}^2$ mediante el ATC-40 se obtuvo “Colapso” y mediante los parámetros de la FEMA-440 presentó “Inmediata Ocupación”, lo cual se eligió el desempeño cercano a los dos mencionados, que es “Prevención al Colapso”.

En esa misma línea en 2022, Duque E, Quiñonez C, Cueva J [3], evaluaron el desempeño sísmico de edificaciones de baja y mediana altura de la ciudad de Loja, construidas al principio en hormigón armado y después aumentadas en acero estructural verticalmente. Los edificios registrados fueron agrupados en tipologías con características similares. Referente al desempeño sísmico la tipología A tuvo el peor comportamiento, debido a que fueron capaz de únicamente alcanzar desplazamientos para un sismo frecuente. Durante

un sismo con un periodo de retorno de 43 años se estima que las edificaciones tengan un punto de desempeño de “Prevención al Colapso”, con características de daños severos en elementos no estructurales y estructurales. Concluyendo que después del sismo, se presentará deformaciones permanentes y la estructura estará al borde del colapso sin poder ser habilitada de nuevo. Referente a la relación demanda/capacidad, en todas las tipologías el valor de la relación excede el valor de 1, lo que significa que las edificaciones colapsarán ante los sismos analizados.

De la misma forma, se logró identificar que los edificios de tipología A-B-D cuentan con periodos de vibración elevados. También se encontró un inadecuado comportamiento de las estructuras que tenían columnas de 30x30cm, estas no cumplían el principio de columna fuerte-viga débil. Finalmente el reforzamiento propuesto para los edificios de tipología A fue en incrementar las columnas mediante un recrecido de 10 cm en todas sus caras, referente a las vigas se propuso descolgarlas 10 cm del nivel de la losa para conseguir ductilidad y capacidad de disipar energía.

Por añadidura en 2018, Music J y Medina R [4], determinaron el nivel de desempeño de una estructura habitacional conformado por muros de hormigón armado, el cual se rige a normativa chilena vigente (DS60, 2011, DS61, 2011). Para este diseño se utilizó el método de espectro de capacidad para encontrar el nivel de desempeño, el cual consiste en la superposición del espectro de capacidad y demanda sísmica. Se pudo evidenciar que el desplazamiento objetivo no supera los límites establecidos por la norma Visión 2000 concluyendo que el nivel de desempeño del edificio, para todos los casos considerados, no supera el operacional. También respecto a los muros estructurales con denominación 4T y 1L son los que tienen tensiones máximas de compresión en el eje X y los muros 21 y 81 en el caso de sismos en la dirección Y debido a la configuración estructural establecida para este diseño.

Adicionalmente en 2013, Cueva R y González D [5], agregaron que un edificio de 12 pisos de hormigón armado conformado por pórticos resistentes a momentos con vigas descolgadas y muros de corte al someterse a un análisis no lineal estático Push Over, se obtuvo un nivel de desempeño de seguridad de vida. Presentando daño parcial en vigas con la presencia de rótulas plásticas, la estructura puede mantenerse en funcionamiento pero a la vez debe ser rehabilitado. También recalcan que, el diseño por desempeño en el

medio de Ecuador no es tan ocupado por el balance de costos, ganancias y el mismo proceso constructivo de la edificación.

Sumado a lo expuesto en 2023, Camacho A, Carrera N, Arévalo M [6], presentan la comparación entre los métodos estáticos del Push Over y diseño basado en fuerzas, para identificar las ventajas y desventajas en edificios de hormigón armado. Refiriéndose en el tema del análisis económico, diseñar un edificio de 4 pisos mediante el Push Over resulta un incremento del 12% y de 8 pisos un incremento del 30% respecto al método basado en fuerzas. En el ámbito técnico, los periodos de las estructuras mediante el método Push Over son relativamente bajos, concluyendo que las estructuras diseñadas mediante este método tendrán una mejor configuración ante sismos. Por ultimo las estructuras que están dentro del rango no lineal, pesan menos por la no presencia de muros

En ese mismo contexto en el año 2023, Núñez J [7], realizó un trabajo denominado metodologías de evaluación estructural por desempeño sísmico en edificios de hormigón armado. En su artículo científico presenta un diagnóstico sobre el nivel de conocimientos de las metodologías de diseño en Honduras observando que el análisis estático no lineal método Push Over es uno de los más utilizados y de mayor renombre para realizar estudios sobre el desempeño sísmico de una edificación para obtener el nivel de riesgo sísmico. En función al diagnóstico realizado a ingenieros estructurales de Honduras, un 78.9% del total conoce poco o nada sobre la filosofía sísmica por desempeño. Además es importante recalcar que al mencionar el nivel de dominio “mucho” de softwares referentes al diseño estructural existe un 79%, resultando sumamente positivo para la aplicación de las metodologías por niveles de desempeño. Finalmente, en el diagnostico también se pudo evidenciar un conocimiento con una tendencia media-alta sobre la experiencia de conceptos de dinámica estructural, lo que quiere decir que es de suma importancia que los ingenieros estructurales tengan conocimientos afianzados en esos temas para poder aplicar filosofías de evaluación sísmica por desempeño de una manera tan no complicada.

Por otro lado, en 2021, García L, Palacios J, Escobar A y Zambrano L [8], realizaron el análisis estructural y propuesta de reforzamiento del edificio de la Facultad de Ciencias Humanísticas de la UTM. En su artículo parten desde la problemática que fue el terremoto del 16 de Abril de 2016, que afectó gravemente a las edificaciones de la zona costera del Ecuador. Mencionan que después de analizar los 2 bloques pertenecientes a la facultad sobrepasan el porcentaje máximo establecido en la NEC-2015, teniendo desplazamientos

máximos del 7%. Esta excesiva cantidad de deriva se da principalmente por la deficiencia en los elementos estructurales, como propuesta de reforzamiento plantean reforzar con muros de corte y encamisado de columnas para poder cumplir con el reglamento establecido en la NEC-2015. También destacan un inconveniente con la presencia de pantallas de hormigón ubicados en la planta baja del bloque izquierdo de la facultad debido a que afecta al comportamiento estructural del edificio.

En esa misma línea en 2017, Revollo A y Delgadillo M [9], realizaron el análisis y diseño para reforzar columnas de hormigón armado con materiales FRP (fibras de carbono) y perfiles metálicos. Respecto a la capacidad de carga con refuerzo de material FRP, en todas las secciones estudiadas como son de 30x30 cm, 25x25 cm hay un incremento de un promedio de 500 kn, en cambio con perfiles metálicos hay un incremento de un promedio de 250 kn. Por otro lado, en el costo económico resulta más caro reforzar con perfiles metálicos con valor de \$2500 a diferencia de los materiales FRP con \$450.

Finalmente, en el año 2022, Faringo L, Herrera H, Correa M, Hernández L y Parra L [10], presentan la evaluación sísmica y rehabilitación de una estructura universitaria que fue construida hace 40 años. En los resultados obtenidos mencionan que a través de un análisis estático lineal de los dos bloques en estudio en estado natural, el primero presenta un comportamiento adecuado en sus modos de vibrar mientras que en el segundo bloque presenta torsión en el segundo modo de vibrar con un 62% de masa modal efectiva. También se verificó que los dos bloques cumplen las derivas establecidas por la NEC-2015, a la vez se comprobó que no presentan capacidad suficiente para soportar un sismo de diseño de 475 años de retorno como también las columnas y las vigas no cumplen con requisitos mínimos para resistir esfuerzos de corte. Asimismo, los dos bloques están conformados por un sistema estructural con pórticos de losas planas y vigas banda, identificando claramente que no cuentan con suficiente ductilidad para disipar energía. Al hablar del análisis no lineal realizado en la estructura en estudio se puede mencionar que en los dos bloques no se logró determinar el punto de desempeño, debido a que no hay una intersección del espectro de demanda con el de capacidad, lo que significa que no cuentan con la suficiente capacidad para soportar un evento sísmico con un periodo de retorno de 475 años, llegando así al colapso. Finalmente se optó por reforzar la estructura mediante enchape de paredes de hormigón, esta rehabilitación ayuda a rigidizar la edificación, corregir deficiencias y patologías, fácil ejecución y en el aspecto económico muy bajo en consideración a otros métodos comerciales.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

- Determinar el nivel de desempeño sísmico del edificio de ACT Consultores ubicado en la ciudad de Ambato a través del análisis no lineal Push Over.

1.2.2 Objetivos específicos

- Desarrollar el levantamiento arquitectónico y estructural de la edificación.
- Obtener la curva de capacidad y el punto de desempeño de la edificación aplicando los criterios de las Normativas vigentes.
- Proponer en caso de ser necesario, un reforzamiento estructural para mejorar el desempeño sísmico del edificio.

CAPITULO II

METODOLOGÍA

El presente trabajo experimental cuenta de 3 fases para poder dar un fiel cumplimiento de los objetivos planteados. Se utilizaron los siguientes materiales y equipos para la realización de este.

2.1 Materiales

Para el desarrollo del proyecto se utilizó una cantidad mínima de materiales que se detallan a continuación:

Los materiales empleados en el desarrollo de la primera fase fueron solamente necesario información bibliográfica del edificio para tener una idea clara del mismo y a partir de ello comenzar a procesar información.

Por consiguiente, los materiales empleados en el desarrollo de la segunda y tercera fase fue necesario la utilización del Software Ingenieril, que facilita cálculos ingenieriles y permite la interpretación de datos para los objetivos planteados.

2.2 Equipos

A continuación se presenta los equipos necesarios con sus respectivas características que se utilizó:

Los equipos empleados en el desarrollo de la primera fase para confirmar las medidas entregadas en los planos arquitectónicos y estructurales fue:

- Flexómetro (Ancho de hoja: 13mm, Grosor: 0.13mm y largo: 5m).

A su vez para determinar la resistencia aproximada del hormigón, se utilizó:

- Martillo Esclerómetro (Modelo: PROCEQ, Los valores de rebote y compresión del martillo se presentan en su pantalla digital. Energía de impacto estándar y espesor mínimo del objeto de ensayo 100mm).
- Celular (Modelo: Iphone 11, Sistema operativo: IOS13, Color: Negro, Capacidad: 64 GB), para tomar evidencias de la recolección de información en campo.

Por último los equipos empleados en el desarrollo de la segunda y tercera fase fue:

- Laptop (Marca: Asus ROG Strix, Procesador AMD Ryzen 7 5800H with Radeon Graphics 3.20 GHz, RAM: 16GB, Tipo de Sistema: Sistema operativo 64 bits), para la interpretación de resultados.

2.3 Métodos

2.3.1 Fase 1: Levantamiento de la edificación

Se realizó el levantamiento arquitectónico y estructural de la edificación mediante una investigación de campo, con la visita in situ que permitió desarrollar y cumplir de manera eficiente mediante una serie de actividades:

En primer lugar, se buscó información comprobada referente al tema de tesis seleccionado para incrementar conocimientos en el tema en planteado. Posteriormente se recolectó toda la información requerida como planos estructurales, planos arquitectónicos, memorias técnicas, ensayos de calidad de los materiales etc, del edificio ACT Consultores. Cabe mencionar que no se contó con un estudio real de suelos. También, se realizó un recorrido por las instalaciones de la edificación para corroborar las dimensiones presentadas en los planos y se observó los materiales y sistema estructural de la edificación.

Además, se realizó el ensayo no destructivo (uso del martillo esclerómetro), para determinar la resistencia a compresión aproximada del hormigón en diferentes plantas de la edificación. Y por último se identificó qué tipo de acero de refuerzo cuenta la edificación y tipo de suelo fue asentada la estructura.

2.3.2 Fase 2: Desempeño sísmico de la edificación

A la estructura se la separó el muro de contención que cuenta en la parte posterior para evaluarla únicamente como un sistema aporticado. Se obtuvo la curva de capacidad y el punto de desempeño de la edificación aplicando los criterios de las Normativas vigentes en dos etapas mediante una investigación experimental, para verificar el cumplimiento de este dentro de los estándares de la NEC 2015.

Desarrollo del análisis cualitativo:

En primer lugar, se registró la información de la edificación en los formularios 1-2 de vulnerabilidad sísmica proporcionado por FEMA-154 y a la vez en el formulario “Inspección y evaluación sísmica simplificada de estructuras existentes”, proporcionado por NEC 2015 para definir el grado de vulnerabilidad sísmica que tiene la edificación basándose en los criterios de NEC 2015 y FEMA-154.

Desarrollo del análisis cuantitativo:

Se calcularon las cargas muertas y se definieron las cargas vivas utilizadas en el cálculo estructural del edificio. A su vez se definió las dimensiones de las secciones de los elementos estructurales como vigas, columnas, losas y en caso de existir muros estructurales.

Una vez obtenido los datos necesarios se realizó el análisis estático y dinámico de la estructura en el Software Ingenieril. Para definir el cortante basal estático se utilizó la siguiente formula proporcionada en el capítulo 6.3.2 de la NEC-SE-DS [11].

$$C = \frac{I * Sa(T_\alpha)}{R * \phi_P * \phi_E} \quad (1)$$

Siendo:

- **$Sa(T_\alpha)$** : Espectro de diseño en aceleración
- **$\phi_P * \phi_E$** : Coeficientes de configuración en planta y elevación
- **I**: Coeficiente de Importancia
- **R**: Factor de reducción de resistencia sísmica
- **C**: Coeficiente del cortante basal Estático

También se calculó el periodo de vibración aproximado de acuerdo con el método 1 que ofrece la NEC-SE-DS en el capítulo 6.3.3 [11].

$$T_\alpha = Ct * hn^\alpha \quad (2)$$

Siendo:

- **Ct**: Coeficiente que depende el tipo de edificio
- **hn**: Altura máxima de la edificación de n pisos
- **T_α** : Periodo de vibración

Tabla 1: Coeficientes para determinar el periodo de la edificación

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
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: [13]

A su vez el cálculo del coeficiente K es hallado según como dice la sección 6.3.5 de la NEC-SE-DS [11]. Para este caso como el periodo es mayor a 0.5, se utiliza la siguiente ecuación:

$$k = 0.75 + 0.5T \quad (3)$$

Para los chequeos de las revidas se debe revisar que la deriva inelástica máxima del análisis estático y dinámico en ambas direcciones X-Y sea menor al 2%, perteneciente a una estructura de hormigón armado como establece la NEC-SE-DS en la sección 6.3.9.

Para poder determinar la deriva inelástica máxima, se utiliza la siguiente expresión:

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E \quad (4)$$

Siendo:

- Δ_M : Deriva inelástica máxima
- **R**: Factor de reducción sísmica
- Δ_E : Deriva elástica máxima

El porcentaje de rotación de la estructura es obtenido a partir de la siguiente ecuación. En el numerador se coloca el giro en z (RZ) y el denominador la suma de RX-RY-RZ.

$$\%Torsión = \frac{Rz}{R_x + R_y + R_z} * 100 \quad (5)$$

Para que el modo tenga un comportamiento traslacional, el % de torsión debe ser menor al 30%, caso contrario tendrá un comportamiento de rotación.

Y por último con los chequeos como período de vibración, relación entre el cortante estático y dinámico, torsión en planta, masa acumulada y elementos a flexión – corte como establece las siguientes normas del diseño estructural:

- NEC-SE-DS 2015
- NEC-SE-CG 2015
- NEC-SE-HM 2015

Después de haber realizado los análisis mencionados anteriormente, de inmediato se procedió a efectuar el análisis no lineal para determinar la curva esfuerzo – capacidad de la estructura. Definiendo cuantías de aceros en vigas y columnas, la carga gravitacional no lineal y niveles de amenaza sísmica y cargas laterales no lineales.

Para determinar el principio de viga columna fuerte viga débil se debe realizar el siguiente procedimiento presentado en el libro de “Diseño Sismo Resistente de edificios de hormigón armado utilizando Etabs” de los Ingenieros Guerra [12]:

Momentos probables en vigas

$$M_{nb} (-; +) = 1.25 * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (6)$$

Siendo:

- **A_s** : Área de acero colocado
- **d** : Distancia libre del elemento (m)
- **a** : Distancia de la zona de compresión (m)
- **f_y** : Esfuerzo de fluencia acero

Momento probable en columna

El valor del momento calculado para las columnas hace referencia al diagrama de interacción, se distingue por ser hasta qué punto la columna puede resistir.

$$M_{nc} = 0.00785 * f_y * (2 * \emptyset esq^2 + (var - 2) * \emptyset lon^2) * \left(\frac{p}{2} - d'\right) * 2 + 0.85 * f'c * a * c * \left(\frac{p}{2} - \frac{c}{2}\right) \quad (7)$$

Siendo:

- **$\emptyset esq$** : Diámetro esquinero
- **$\emptyset lon$** : Diámetro longitudinal
- **var** : Numero de varillas
- **p** : Profundidad de la columna
- **a** : Ancho de la columna
- **c** : Distancia del hormigón trabajando a compresión
- **d'** : Ancho de la columna menos la distancia efectiva
- **$f'c$** : Resistencia del hormigón a compresión

Para determinar el principio de nudo fuerte se debe realizar el siguiente procedimiento presentado nuevamente en el libro de “Diseño Sismo Resistente de edificios de hormigón armado utilizando Etabs” de los Ingenieros Guerra y el ACI 318-19 [12][13]:

Fuerzas actuantes

$$T1 - 2 = 1.25 * As(\pm) * fy \quad (8)$$

Siendo:

- **As**: Área de acero colocado
- **fy**: Esfuerzo de fluencia acero

Cortante producido en el nudo

$$Vcol = \frac{M_{nb1} + M_{nb2}}{he} \quad (9)$$

Siendo:

- **M_{nb1-2}**: Momentos probables en vigas
- **he**: Altura de columna
- **fy**: Esfuerzo de fluencia acero

Fuerza que le ataca al nudo

$$Vj = T1 + T2 - Vcol \quad (10)$$

Siendo:

- **T1 - 2**: Fuerzas actuantes
- **Vcol**: Cortante producido en el nudo

Resistencia del nudo

$$Vn = \alpha * \sqrt{f'c} * Ac \quad (11)$$

Siendo:

- **α**: Factor dependiendo de numero de columnas entrantes al nudo
- **Vcol**: Cortante producido en el nudo
- **f'c**: Resistencia del hormigón a compresión
- **Ac**: Área de hormigón colocado

Para el caso del cálculo de la longitud de rótulas plásticas se usó la siguiente fórmula planteada por Paulay y Priestley en 1992:

$$L_p = 0.08 * L + 0.002 * d_b * f_{yd} \quad (12)$$

Siendo:

- L_p : Longitud de la rótula plástica
- L : Luz libre del elemento (m)
- d_b : Diámetro menor de armadura por flexión (m)
- f_{yd} : Esfuerzo de fluencia acero (MPa)

En la misma línea, se determinó el punto de desempeño y el periodo fundamental de vibración de la edificación a través parámetros de la norma ACT 40 [14]. Definiendo también los niveles de amenaza sísmica propuesto en el documento VISION 2000 [15]. Acompañado de la evaluación del desempeño sísmico con el método FEMA 440 [14].

2.3.3 Fase 3: Reforzamiento estructural

Se realizó un reforzamiento estructural para mejorar el desempeño sísmico del edificio mediante una investigación aplicada, que consiste en la aplicación directa del problema del edificio buscando posibles mejoras:

Tras haber analizado los resultados del análisis estático no lineal (Push Over) resueltos en la fase anterior, se verifica que si se debe realizar un reforzamiento estructural. El mismo fue a nivel de estructura con la incorporación de muros estructurales para cumplir con los chequeos propuestos por las normas vigentes.

Para el diseño del muro se siguió la siguiente metodología propuesta por el ACI 318S-14 [16]:

Se realizó cálculos previos como es la obtención del área bruta de la sección transversal del muro (A_c):

$$A_c = L_w * H_w \quad (13)$$

Siendo:

- L_w : Largo del muro
- H_w : Altura del muro

En la sección 18.10.2.1 indica que la cuantía mínima es de 0.0025 y nos sobrepasar 45cm en el espaciamiento.

A continuación, se calculó el área de acero mínimo por un metro de muro:

$$A_{s_{min}} = p_{min} * t_w * 100cm \quad (14)$$

Siendo:

- p_{min} : Cuantía mínima
- t_w : Espesor del muro

En la sección 18.10.2.2 del ACI 318S-14 hace referencia que se debe utilizar dos capas de refuerzo cuando al menos cumpla las siguientes relaciones:

$$V_u = 0.17 * A_{cv} * \lambda * \sqrt{f'c} \quad (15)$$

$$\frac{hw}{b} \geq 2 \quad (16)$$

Siendo:

- A_{cv} : Área sometida a corte
- λ : Factor de reducción
- $f'c$: Resistencia del hormigón a compresión
- H_w : Altura del muro
- b : Base del muro

Se verifico la resistencia al corte del muro, refiriéndose a la sección 18.10.4.1 del ACI 318S-14, donde indica que el valor del V_u no debe ser mayor a V_n :

$$V_u = A_{cv} * (\alpha_c * \lambda * \sqrt{f'c} * p_{min} * fy) \quad (17)$$

También, en la sección 21.2.4.1 indica que al ser considerado un elemento diseñado para un sismo se consideró un factor de reducción $\phi = 0.6$ al V_u .

Para verificar si es necesario elementos de borde se debe cumplir con la siguiente relación con en la sección 18.10.6.3:

$$\frac{P}{A} + \frac{li}{I} M \geq 0.2f'c \quad (18)$$

Para el diseño de muros anclados se siguió la metodología impartida por el método RIGID (Us Army Corps of Engineers) [17].

CAPITULO III

RESULTADO Y DISCUSIÓN

El presente trabajo experimental cuenta de 3 fases donde se mostrará los resultados obtenidos de forma cronológica en base a los objetivos planteados.

3.1 Análisis y discusión de resultados

3.1.1 Fase 1: Levantamiento de la edificación

Planos arquitectónicos y estructurales

Los planos arquitectónicos y estructurales se encuentran ubicados en la sección de anexos E abarcando información como los armados y detalles de columnas, vigas, losas referentes a la parte estructural mientras que en la zona arquitectónica los detalles de plantas.

Ubicación

La edificación está ubicada en la Av. Atahualpa y entre Av. Jacome Clavijo y Pasaje Augusto Villacrés en la parroquia de Huachi Chico, provincia de Tungurahua. Sus coordenadas son: E 763723.93m – N 9860740.47m

Imagen 1: Ubicación de ACT Consultores



Fuente: Google Earth

EDIFICACIÓN EN ESTUDIO

Imagen 2: Fachada principal ACT Consultores



Fuente: Autor

Descripción de la edificación

El edificio de ACT Consultores perteneciente a la Ingeniera Maritza Mejía Carrasco fue construido en el año 2011, este compuesto de 3 plantas de oficina y 2 de vivienda. Consta con un área de construcción de 937.00 m². El sistema estructural del edificio está conformado por pórticos especiales sismorresistentes de hormigón armado, con la presencia de vigas descolgadas. Para mayor detalle se presenta la siguiente tabla:

Tabla 2: Distribución de plantas

N° de piso	Nivel (m)	Altura de piso (m)	Área (m²)	Características
1	N+0.18	2.7	200	Planta Oficina
2	N+2.88	2.7	175	Planta Mezanine
3	N+5.58	2.7	200	Planta Oficina
4	N+8.28	2.7	220	Planta Baja Vivienda
5	N+10.98		142	Planta Alta Vivienda
Área total			937	

Fuente: Autor

Estudio de materiales

Resistencia a la compresión del hormigón

Para poder determinar la resistencia del hormigón se realizó mediante un ensayo esclerométrico no destructivo “Martillo esclerométrico” en base a la norma ASTM C 805-02 sobre superficies en donde era factible, dejando limpia con piedra de molienda y

haciendo una cuadrícula tentativa para poder tomar los puntos de elementos estructurales [18], como columnas, losas y vigas como se muestra en las siguientes imágenes:

Imagen 3: Limpieza de columna



Imagen 4: Ensayo en columna



Imagen 5: Limpieza de viga



Imagen 6: Ensayo en viga



Imagen 7: Limpieza de losa



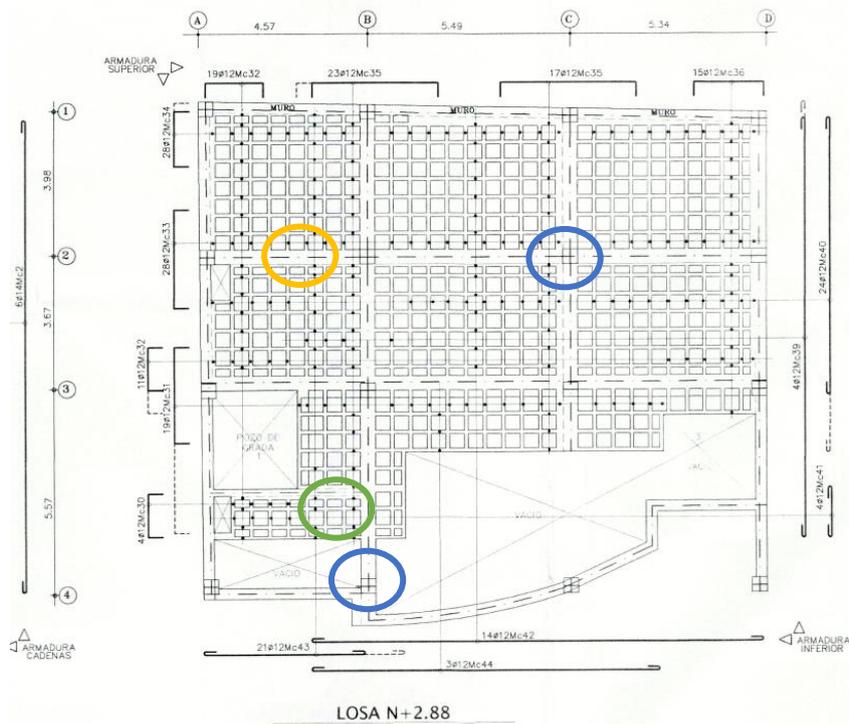
Imagen 8: Ensayo en losa



Fuente: Autor

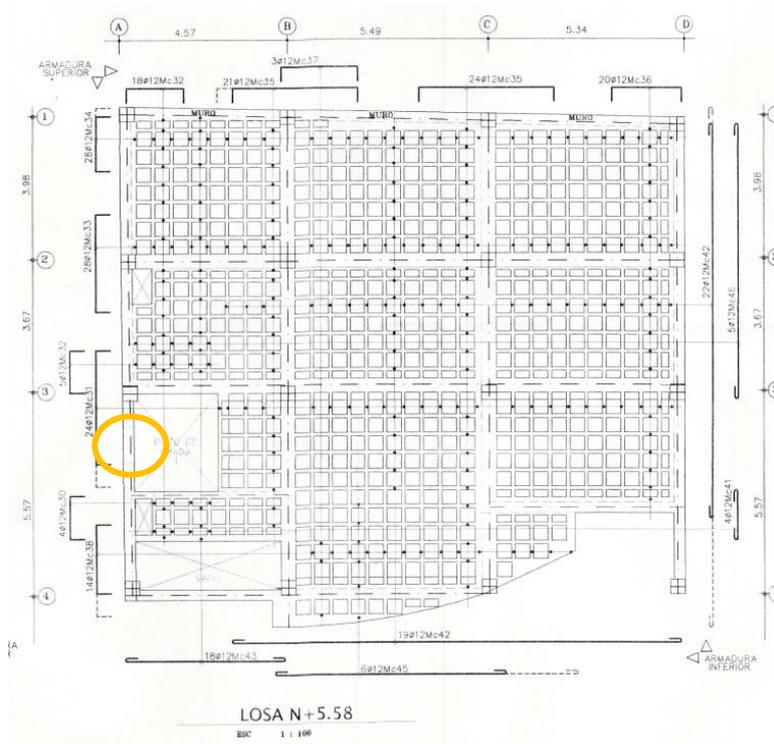
En las siguientes imágenes, se encuentra la ubicación de los puntos en donde se realizó el ensayo a los diferentes elementos estructurales con permiso de la dueña para no afectar la parte estética del edificio. De color azul las columnas, amarillo vigas y verdes losas.

Imagen 9: Puntos de esclerometría Losa N+2.88



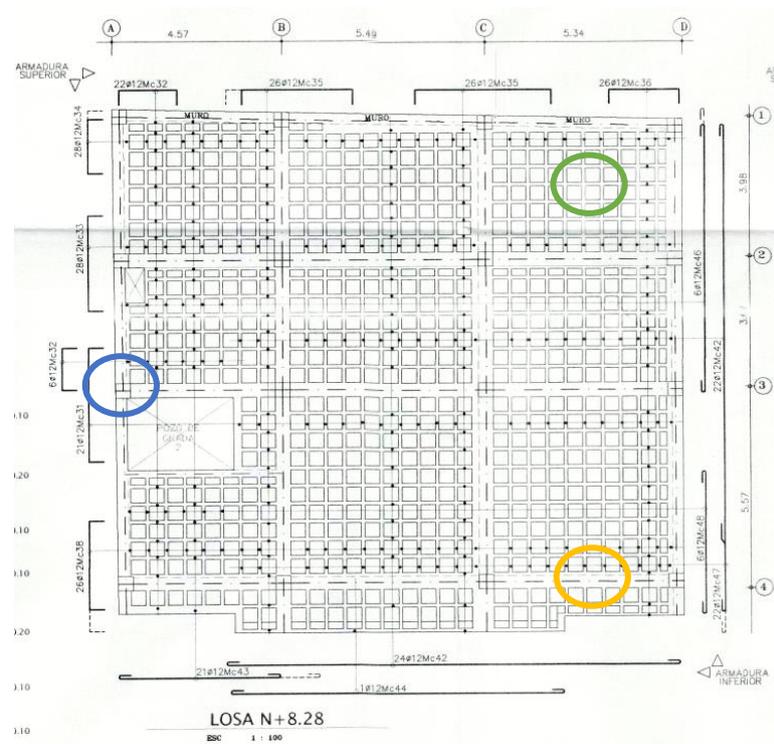
Fuente: Autor

Imagen 10: Puntos de esclerometría Losa N+5.58



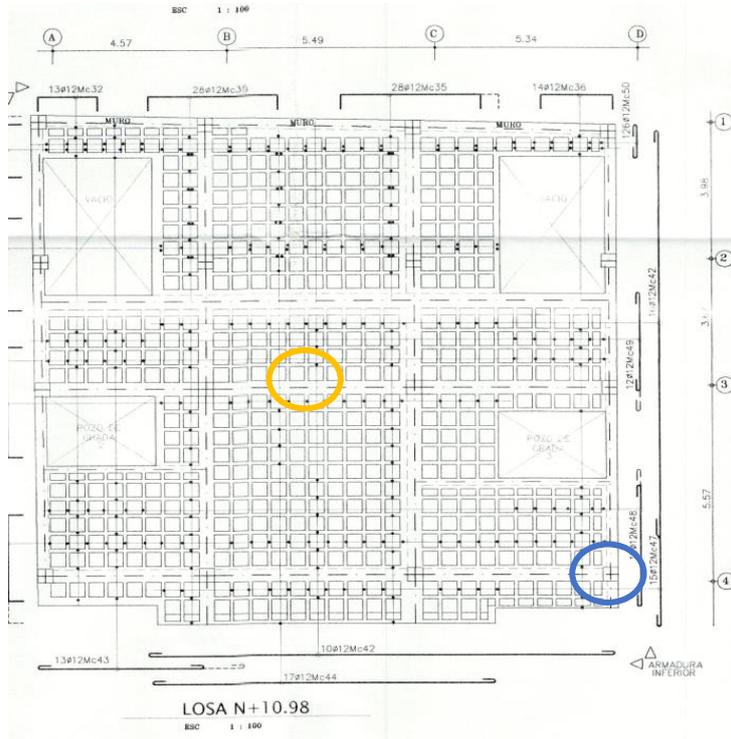
Fuente: Autor

Imagen 11: Puntos de esclerometría Losa N+8.28



Fuente: Autor

Imagen 12: Puntos de esclerometría Losa N+10.98



Fuente: Autor

En la tabla N°3 se puede evidenciar el cálculo obtenido de una columna. Se obtuvo 10 puntos en donde 1 no entraba dentro del rango establecido ± 6 establecido por la norma ASTM C 805-02, obteniendo los siguientes resultados:

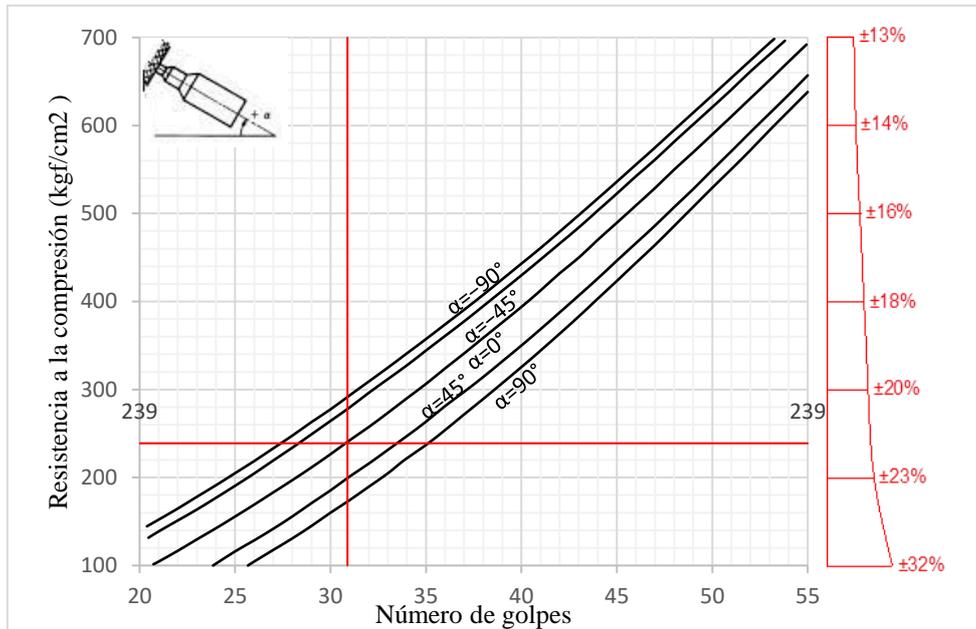
Tabla 3: Resultado ensayo esclerométrico columna

RESULTADO ESCLEROMETRIA	Ángulo	
	0°	
PUNTOS	ELEMENTO ESTRUCTURAL	
	COLUMNA 3	Diferencia
1	24	6.89
2	29	1.89
3	36	-5.11
4	32	-1.11
5	31	-0.11
6	28	2.89
7	30	0.89
8	32	-1.11
9	30	0.89
10	30	0.89
PROMEDIO	30.89	
RESISTENCIA GRÁFICA (kg/cm2)	239	

Fuente: Autor

La imagen 13 representa las curvas de regresión para encontrar la resistencia la compresión del hormigón en relación con el número de rebotes obtenido en el ensayo esclorométrico.

Imagen 13: Relación entre el número de golpes y la resistencia del hormigón



Fuente: Autor

De la misma forma se procedió para las 9 tomas restantes de los elementos estructurales restantes, obteniendo los resultados de una manera agrupada en la sección de ANEXO A.

Para obtener un valor muy aproximado de la resistencia a la compresión del hormigón que fue utilizado de todas las muestras ensayadas se realizó la media aritmética. Tras haber realizado él cálculo anterior el valor de la resistencia a la compresión del hormigón es de 218.07 kg/cm². Es un valor muy aproximado a lo que se tiene en los planos estructurales utilizados para la construcción del edificio de ACT Consultores, como se puede evidenciar en la imagen 14.

Imagen 14: Especificaciones técnicas para la construcción

ESPECIFICACIONES TECNICAS	
1.-	El hormigón deberá tener un esfuerzo unitario último a la compresión a los 28 días $f_c=210 \text{ Kg/cm}^2$
2.-	El acero deberá tener un esfuerzo unitario a la fluencia $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$
3.-	La capacidad portante del suelo se ha asumido en 20 Ton/m^2 , particular que será obligación del constructor verificar que se cumpla en el sitio.
4.-	Los recubrimientos serán: superficie en contacto con el suelo y agua=7.5cm, cadenas, columnas, vigas, losas, gradas=2.5cm
5.-	Carga Viva $CV=200\text{kg/m}^2$, Carga muerta $CM=450\text{kg/m}^2$, los traslapes serán en la zona de compresión.
6.-	Cualquier cambio o modificación estructural será consultado con el calculista.
7.-	El diseño del hormigón armado cumple con las normas de los códigos ACI 318/89, Ecuatoriano Construcción 2000

Fuente: Planos Estructurales- ACT Consultores

Acero de refuerzo de los elementos estructurales

A continuación se presenta en unas tablas las secciones de elementos estructurales proporcionado mediante los planos estructurales.

Tabla 4: Acero de refuerzo columnas

Tipo	Nivel (m)	Dimensión (m)		Ubicación Ejes	Armadura	Corte
		B	H			
C1	0.18	0.45	0.45	2(B,C) - 3(B,C) - 4(B-C)	○ 4φ 18mm	
	-				● 4φ 18mm	
	5.58				1Eφ 10mm@10 y 20cm	
C2	0.18	0.45	0.45	A(2,3,4) - D(2,3,4) - 1(A,B,C,D)	○ 4φ 18mm	
	-				● 4φ 16mm	
	5.58				1Eφ 10mm@10 y 20cm	
C3	5.58	0.4	0.4	2(B,C) - 3(B,C) - 4(B-C)	○ 4φ 16mm	
	-				● 4φ 18mm	
	10.98				1Eφ 10mm@10 y 20cm	
C4	5.58	0.4	0.4	A(2,3,4) - D(2,3,4) - 1(A,B,C,D)	○ 4φ 16mm	
	-				● 4φ 16mm	
	10.98				1Eφ 10mm@10 y 20cm	
C5	10.98	0.35	0.35	2(B,C) - 3(B,C) - 4(B-C)	○ 4φ 16mm	
	-				● 4φ 16mm	
	13.68				1Eφ 10mm@10 y 20cm	
C6	10.98	0.35	0.35	A(2,3,4) - D(2,3,4)	○ 4φ 16mm	
	-				● 4φ 14mm	
	13.68				1Eφ 10mm@10 y 20cm	

Fuente: Planos Estructurales- ACT Consultores

Tabla 5: Acero de refuerzo vigas

Tipo	Nivel (m)	Dimensión (m)		Ubicación Ejes	Armadura	Corte
		B	H			
Z-Z	2.88	0.3	0.3	1	○ 6φ 18mm	
	-				● 3φ 16mm	
	5.58				1Eφ 8mm	
Y-Y	8.28	0.3	0.3	1	○ 6φ 14mm	
	-				● 3φ 14mm	
	10.98				1Eφ 8mm	
X-X	2.88	0.35	0.3	2--3	○ 6φ 18mm	
	-				● 3φ 18mm	
	5.58				1Eφ 8mm	
W-W	8.28	0.35	0.3	2--3	○ 6φ 16mm	
	-				● 3φ 16mm	
	10.98				1Eφ 8mm	
V-V	13.68	0.3	0.3	2--3	○ 6φ 14mm	
	-				● 2φ 14mm	
	-				1Eφ 8mm	
U-U	2.88	0.3	0.3	4	○ 6φ 16mm	
	-				● 2φ 16mm	
	-				1Eφ 8mm	
T-T	5.58	0.3	0.3	4	○ 6φ 16mm	
	-				● 3φ 18mm	
	-				1Eφ 8mm	
S-S	8.28	0.3	0.3	4	○ 6φ 14mm	
	-				● 3φ 16mm	
	10.98				1Eφ 8mm	
R-R	13.68	0.3	0.3	4	○ 6φ 12mm	
	-				● 3φ 14mm	
	-				1Eφ 8mm	
Q-Q	2.88	0.3	0.3	A-D	○ 6φ 16mm	
	-				● 3φ 18mm	
	5.58				1Eφ 8mm	
P-P	8.28	0.3	0.3	A-D	○ 6φ 14mm	
	-				● 3φ 16mm	
	10.98				1Eφ 8mm	
O-O	13.68	0.3	0.3	A-D	○ 6φ 12mm	
	-				● 3φ 14mm	
	-				1Eφ 8mm	
N-N	2.88	0.35	0.3	B	○ 6φ 18mm	
	-			● 3φ 16mm		
	5.58			B-C	1Eφ 8mm	
M-M	2.88	0.35	0.3	C	○ 6φ 18mm	
	-				● 3φ 16mm	
	-				1Eφ 8mm	
L-L	8.28	0.35	0.3	B-C	○ 6φ 16mm	
	-				● 3φ 14mm	
	10.98				1Eφ 8mm	
K-K	13.68	0.3	0.3	B-C	○ 6φ 14mm	
	-				● 3φ 12mm	
	-				1Eφ 8mm	

Fuente: Planos Estructurales- ACT Consultores

Resistencia a la fluencia de acero

La edificación cuenta con un esfuerzo a la fluencia del acero de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$, identificado en la imagen 14 de especificaciones técnicas para la construcción.

Tipo de suelo

En 2008, Aguiar y Rivas [19], realizan la microzonificación sísmica de la ciudad de Ambato, indicando que el sector donde se encuentra la estructura estudiada pertenece a un suelo tipo D de acuerdo con la clasificación de suelos de NEC-2015, con una velocidad de la onda de corte V_{s30} entre 344.75-356.59 m/s. Como se puede evidenciar en el Anexo B.

3.1.2 Fase 2: Desempeño sísmico de la edificación

Desarrollo del método cualitativo

Evaluación visual rápida aplicando el método de evaluación FEMA 154

Es un método rápido de inspección visual que, a través de una suma algebraica de modificadores, considera diversos factores como: si la edificación fue construida antes o después de los códigos sísmicos, tipo de edificación, irregularidad vertical o en planta, alturas de piso, zonificación sísmica y tipo de terreno. Ambato al pertenecer a una zona altamente sísmica, se escogió los formularios para esas características como son los de alta sismicidad.

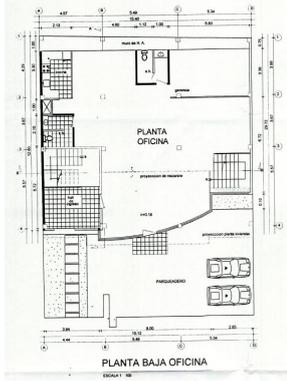
Formulario – Nivel 1 Alta sismicidad

En la parte superior del formulario se encuentra la fotografía de la fachada de la edificación ACT Consultores, acompañado en la parte inferior del plano arquitectónico de una planta. Existe datos informativos específicos del edificio estudiado. Además, se colocó el tipo de estructura C1 que se asemeja a un sistema estructural de hormigón armado, conformado por pórticos especiales sismo resistentes con la presencia de vigas descolgadas. El puntaje básico al pertenecer a este sistema es de 1.5. También el edificio de ACT Consultores cuenta con la presencia de un número considerable de ductos en cada planta, por eso se consideró irregularidad en planta, castigándole a la estructura con un puntaje de -0.6.

Por añadidura, el edificio de ACT Consultores fue construido en el año 2011, es por ello por lo que recibe 0 puntos.

De igual forma, recibe un puntaje de 0 al ser construido en un tipo de suelo D, información que es considerada al pertenecer al centro de Ambato.

Tabla 6: Formulario de Detección Visual Rápida FEMA 154 - Nivel 1 AS

Anexo 1. FORMULARIO DE DETECCIÓN VISUAL RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SÍSMICA PARA EDIFICACIONES		Nivel 1	
Formulario de recopilación de datos con base al FEMA P-154		Alta sismicidad	
100 FOTOGRAFÍA Y ESQUEMA ESTRUCTURAL DEL INMUEBLE		101 DATOS EDIFICACION	
	102 Nombre de la Edificación: Edificio ACT Consultores		105 Código Postal: 105
	103 Dirección: Av. Atahualpa, entre Av. Jacome Clavijo y Pasaje Augusto Villacres		106 Tipo de referencia: Frete al Comercial N
	104 Sitio de referencia: Edificio de oficinas		107 Latitud: -1.288842
	106 Tipo de uso: Edificio de oficinas		108 Longitud: -78.629822
	107 Zona: 107B Norte: 9860740		109 Este: 763723
	109 S1: 110		
	DATOS DEL PROFESIONAL		
	112 Nombre del evaluador: Josué Cárdenas		
	113 Cédula del evaluador: 1805202122		115 Fecha: 21/10/2023
	114 Registro SENESCYT: -		116 Hora: 10:30
DATOS CONSTRUCCIÓN			
117 Número de Pisos: 5			
119 Sobre el Suelo: 5		120 Bajo el Suelo: 0	
121 Año de construcción: 2011		122 Área de Construcción: 937 m2	
123 Código Año: 2000		124 Área(s) Remodelación: -	
124 Adiones: Ninguna SI: -		125 Número de Predio: -	
		126 Clave Catastral: 21/10/2023	
200 OCUPACION:		201 Asambleas: Comercial	
		202 Industria: Oficina <input checked="" type="checkbox"/> 203 Educación: Servicio de Emergencia	
		203 Utilidad: Almacén <input checked="" type="checkbox"/> 204 Residencial: Residencial #	
		203A Histórico: Albergue <input checked="" type="checkbox"/> 205 Público: Público	
204 TIPO DE SUELO:		204A A: <input type="checkbox"/> B: <input type="checkbox"/> C: <input checked="" type="checkbox"/> D: <input type="checkbox"/> E: <input type="checkbox"/> F: <input type="checkbox"/> DNK: <input type="checkbox"/>	
		204B Roca Dura: <input type="checkbox"/> Roca Débil: <input type="checkbox"/> Suelo Denso: <input type="checkbox"/> Suelo Duro: <input type="checkbox"/> Suelo Blando: <input type="checkbox"/> Suelo Pobre: <input type="checkbox"/> ASumar (tipo D): <input type="checkbox"/>	
205 RIESGOS GEOLÓGICOS		206 Licuefacción: Deslizamiento: <input type="checkbox"/> Ruptura de Superficie: <input type="checkbox"/>	
		206A SI: <input type="checkbox"/> NO: <input checked="" type="checkbox"/> DNK: <input type="checkbox"/>	
		206B SI: <input type="checkbox"/> NO: <input checked="" type="checkbox"/> DNK: <input type="checkbox"/>	
		206C SI: <input type="checkbox"/> NO: <input checked="" type="checkbox"/> DNK: <input type="checkbox"/>	
207 Advacencia		207A <input type="checkbox"/> Golpes 207B <input type="checkbox"/> Peligro de caída del Edificio Adyacente	
208 Irregularidades:		208A <input type="checkbox"/> Elevación (Tipo/severidad) 208B <input checked="" type="checkbox"/> Planta (Tipo) Discontinuidades en el sistema de piso	
209 Peligro de Caída Exteriores		209A <input type="checkbox"/> Chimeneas sin soporte lateral 209D <input type="checkbox"/> Apéndices	
		209B <input type="checkbox"/> Reves. Pesado o de chapa de madera pesada 209E <input type="checkbox"/> Parapetos	
		209C <input type="checkbox"/> Otros 210 COMENTARIOS	
		No se encuentra irregularidades en elevación	
		No tiene ningún riesgo geológico	
		No tiene ningún peligro de caída exteriores	
ESQUEMA ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ELEVACIÓN		Dibujos o comentarios en una página aparte	
			
300 TIPOLOGÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL		301 Pórtico Madera Livianos viviendas multifamiliares de uno a 2 pisos W1	
		302 Pórtico Madera Livianos múltiples unidades, múltiples pisos para edificios residenciales con áreas en planta en cada piso de más de 300m2 W1A	
		303 Pórtico Madera para edificios comerciales e industriales con un área de piso mayor a 500m2 W2	
		304 Pórtico Acero Laminado (Pórtico Resistente a Momento) S1	
		305 Pórtico Acero Laminado con diagonales S2	
		306 Pórtico Acero Liviano o Conformado en frío S3	
		307 Pórtico Acero Laminado con muros estructurales hormigón S4	
		308 Pórtico Acero con paredes de mampostería de bloque S5	
		309 Pórtico Hormigón Armado C1 <input checked="" type="checkbox"/>	
		310 Pórtico H. Armado con muros de corte C2	
		311 Pórtico H. Armado con mampostería de relleno sin refuerzo C3	
		312 Losas Prefabricada de Hormigón (Tilt-up) PC1	
		313 Portico de H. Armado prefabricados PC2	
		314 Edificios de mampostería reforzada con diafragmas flexibles RM1	
		315 Edificios de mampostería reforzada con diafragmas rígidos RM2	
		316 Edificios de Mampostería no reforzada URM	
		317 Vivienda prefabricada MH	
400 PUNTAJES BÁSICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL NIVEL 1, SL1		TIPOLOGÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL	
401 PARÁMETROS CALIFICATIVOS DE LA ESTRUCTURA (TIPO DE EDIFI)		W1 W1A W2 S1 S2 S3 S4 S5 C1 C2 C3 PC1 PC2 RM1 RM2 URM MH	
402 PUNTAJE BÁSICO		3.6 3.2 2.9 2.1 2.00 2.6 2 1.7 1.5 2 1.2 1.6 1.4 1.7 1.7 1 1.5	
403 IRREGULARIDADES			
403A Irregularidad vertical Grave, VL1		-1.2 -1.2 -1.2 -1 -1 -1.1 -1 -0.8 -0.9 -1 -0.7 -1 -0.9 -0.9 -0.7 NA	
403B Irregularidad vertical 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 -0.4 NA	
404C 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	
405 CODIGO DE LA CONSTRUCCIÓN			
405A Pre-código moderno (construido antes de 2001) o auto construcción		-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	
405B Construido en etapa de transición (desde 2001 pero antes de 2015)		0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0	
405C Post-código moderno (construido a partir de 2015)		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	
406 SUELO			
406A Suelo Tipo A o B		0.1 0.3 0.5 0.4 0.6 0.1 0.6 0.5 0.4 0.5 0.3 0.6 0.4 0.5 0.5 0.3 0.3	
406B Suelo Tipo D		0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0	
406C Suelo Tipo E (1-3Pisos)		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	
406D 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	
407 Puntaje Mínimo		1.1 0.9 0.7 0.5 0.5 0.6 0.5 0.5 0.3 0.3 0.2 0.2 0.3 0.3 0.2 1	
408 PUNTAJE FINAL NIVEL 1, SL1 > SMIN		0.9	
500 GRADO DE REVISIÓN		600 OTROS RIESGOS:	
501 Exterior: <input checked="" type="checkbox"/> Parcial <input type="checkbox"/> Todos los Lados <input type="checkbox"/> Aéreo		Hay peligro que ameriten una evaluación estructural detallada?	
502 Interior: <input type="checkbox"/> Ninguno <input checked="" type="checkbox"/> Visible <input type="checkbox"/> Completo		601 <input type="checkbox"/> Golpeo Potencial (a menor que SL2>límite, si es relevante)	
503 Planos revisados: <input checked="" type="checkbox"/> Sí <input type="checkbox"/> No		602 <input type="checkbox"/> Riesgo de caída de edificios adyacentes más altos	
504 Fuente del Tipo de suelo: Estudios preliminares		603 <input type="checkbox"/> Riesgo geológico o tipo de Suelo F	
505 Fuente del Peligro Geológico: -----		604 <input type="checkbox"/> Daño significativo/deterioro del sistema estructural	
506 Personas de Contacto: -----			
Celular: -----			
Correo: -----			
700 ACCIÓN REQUERIDA:		Requiere evaluación estructural detallada?	
		701 <input type="checkbox"/> Si, tipo de edificación FEMA desconocido u otro edificio	
		702 <input type="checkbox"/> Si, puntaje menor que el límite	
		703 <input checked="" type="checkbox"/> Si, otros peligros presentes	
		704 <input type="checkbox"/> NO	
		705 <input checked="" type="checkbox"/> Si, peligros no estructurales identificados que deben ser evaluados	
		706 <input type="checkbox"/> No, existen peligros no estructurales que requieren mitigación, pero no necesita una evaluación detallada	
		707 <input type="checkbox"/> No, no se identifican peligros no estructurales	
		708 <input type="checkbox"/> DNK= no conoce	
Cuando los datos no pueden ser verificados, el inspector deberá anotar lo siguiente: EST=Estimado o dato no fiable O DNK= No conoce			
800 OBSERVACIONES:			
Ninguna		Modificado por: Josué Cárdenas Revisado por: Ing. Gabriela Peñañiel Aprobado por: Ing. Gabriela Peñañiel	
FIRMA RESPONSABLE EVALUACION			

Fuente: Autor

Formulario – Nivel 2 Alta sismicidad

Tabla 7: Formulario de Detección visual FEMA 154 - Nivel 2 AS

Anexo 1. FORMULARIO DE DETECCIÓN VISUAL RÁPIDA DE VULNERABILIDAD SÍSMICA PARA EDIFICACIONES				Nivel 2 (Opcional)	
Formulario de recopilación de datos DE FEMA P-154				Alta sismicidad	
Recopilación de datos de Nivel 2 opcional para ser realizada por un profesional de ingeniería civil o estructural, arquitecto o estudiante de posgrado con experiencia en evaluación sísmica o diseño de edificios.					
Nombre de Edificio:	Edificio ACT Consultores	Puntuación de Nivel Final I:	$S_{L2} =$	0.9	
Inspector:	José Cárdenas	Modificadores de irregularidad de nivel 1:	Irregularidad vertical, $V_{L1} =$	0	
Fecha/Hora:	21/10/2023 a las 16:30 hrs	PUNTAJE DE LÍNEA DE BASE AJUSTADA:	$S'(S_{L2} - V_{L1} - P_{L2}) =$	1.5	
MODIFICADORES ESTRUCTURALES PARA AGREGAR AL PUNTAJE BÁSICO AJUSTADO					
Item	Instrucción (Si el enunciado es verdadero, encerrar el modificador "SI", de lo contrario tache el modificador.)	Sí	Subtotales		
Vertical Irregularidad, VL2	Sitio inclinado	Edificio W1: Hay al menos un piso completo con cambio de pendiente del suelo de un lado al otro del edificio.	-1.2		
		Edificio que no es W1: Hay al menos un piso completo con cambio de pendiente del suelo de un lado al otro del edificio.	-0.3		
	Piso blando y/o débil (círculo a máximo)	Edificio W1 muro atrofiado: Es visible a través del espacio de revisión un muro corto sin refuerzo.	-0.6		
		Casa W1 sobre garaje: Debajo de un piso ocupado, hay un garaje abierto sin un marco de momento de acero, y hay menos de 20cm de pared en la misma línea (para varios pisos ocupados por encima, utilizar 40cm de pared mínimo).	-1.2		
		Edificio W1A abierto frontalmente: Hay aberturas en la planta baja (por ejemplo, como un parqueadero) supera más del 50% del ancho total del edificio	-1.2		
		Edificio no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso es menor al 50% del piso superior o la altura de cualquier piso 2.0 veces es mayor de la altura de piso anterior.	-0.9		
	Entradas	Edificio no W1: La longitud del sistema lateral en cualquier piso está entre el 50% y el 75% la longitud del piso superior o la altura de cualquier piso es entre 1.3 y 2.0 veces la altura del piso superior.	-0.5		
		Los elementos verticales del sistema lateral situados en un piso superior están afuera del piso inferior causando un diafragma en voladizo en el desfase.	-1		
		Los elementos verticales del sistema lateral en un piso superior están situados en el anterior del piso inferior.	-0.5		
	Columna corta / Pilar Corto	Hay un desfase en plano de los elementos laterales que es mayor que la longitud de los elementos.	-0.3		
		C1,C2,C3,PC1,PC2,RM1,RM2: Al menos el 20% de las columnas (o pilares) a lo largo de una línea de columna en el sistema lateral tienen relaciones de altura/profundidad inferiores al 50% de la longitud nominal en ese nivel.	-0.5		
	Nivel dividido	C1,C2,C3,PC1,PC2,RM1,RM2: La altura de la columna (o pilar) es menor a la mitad de la altura del antepecho, o hay paredes de relleno o pisos adyacentes que acortan la columna.	-0.5		
Otro	Hay un nivel dividido en uno de los niveles del suelo o en el techo.	-0.5			
Irregularidad	Hay otra irregularidad vertical grave observable que obviamente afecta el desempeño sísmico del edificio.	-1			
	Hay otra irregularidad vertical moderada observable que puede afectar el desempeño sísmico del edificio.	-0.5	VL2 = 0		
Irregularidad en Planta, PL2	Irregularidad torsional: El sistema lateral no parece relativamente bien distribuido en planta en una o ambas direcciones. (No incluir la irregularidad frontal abierta W1A enumerada anteriormente.)	-0.5			
	Sistema no paralelo: Hay uno o más elementos verticales principales del sistema lateral que no son ortogonales entre sí.	-0.2			
	Esquina entrante: Ambas proyecciones de una esquina interior superan el 25% de la dimensión total en planta en esa dirección.	-0.2			
	Apertura del diafragma: Hay una apertura en el diafragma con un ancho mayor al 50% de la longitud total del diafragma en ese nivel.	-0.2			
	Edificio C1, C2 con desfase fuera del plano: Las vigas exteriores no se alinean con las columnas del plano.	-0.2			
	Otra irregularidad: Hay otra irregularidad en planta observable que obviamente afecta el desempeño sísmico del edificio.	-0.5	PL2 = -1.1		
Redundancia	El edificio tiene al menos dos vanos de elementos laterales en cada lado del edificio en cada dirección.	0.2			
Golpeteo	El edificio está separado de una estructura adyacente menos del 10% de la altura del edificio más bajo y la estructura adyacente.	Los pisos no se alinean verticalmente dentro del rango de 0.60m.	-0.7		
		Un edificio es 2 o más pisos más alto que el otro.	-0.7	(Límite en la suma de modificadores de golpes en -1.2)	
		El edificio está al final de la cuadra o filas del edificio	-0.4		
Edificio S2	Es visible una geometría de arriostriamiento "K".	-0.7			
Edificio C1	La losa plana sirve como viga en el marco de momento.	-0.3			
PCURMI Bldg	Hay amarres de techo a pared que son visibles o conocidos a partir de planos que no dependen de la flexión de grano cruzado. (No combinar con modificador posterior al punto de referencia o retrofit.)	0.2			
PCURMI Bldg	El edificio tiene paredes interiores estrechamente espaciadas y de altura completa (en lugar de un espacio interior con pocas paredes, como en un almacén).	0.2			
URM	Las paredes a dos aguas están presentes.	-0.3			
MH	Hay un sistema de refuerzo sísmico suplementario previsto entre el transporte y el suelo.	0.5			
Modificación	El reacondicionamiento sísmico completo es visible o conocido a partir de planos	1.2	M = 0		
NIVEL FINAL 2 SCORE, $S_{L2} (S' + V_{L2} + P_{L2} + M) \geq S_{L2}$ 1.5-0-1.1-0=0.4					
Hay daños o deterioro observables u otra condición que afecta negativamente el desempeño sísmico del edificio: <input type="checkbox"/> Sí <input checked="" type="checkbox"/> No					
PELIGROS NO ESTRUCTURALES OBSERVABLES					
Ubicación	Declaración (Marque "Sí" o "No")	Sí	No	Comentario	
Exterior	Hay un parapeto de mampostería no reforzado o una chimenea de mampostería no reforzada sin anclaje		X		
	Hay revestimiento pesado o enchapado pesado.		X		
	Hay un pabellón pesado puertas de salida o pasarelas peatonales que parece insuficientemente apoyado.		X		
	Hay un apéndice de mampostería no reforzado sobre las puertas de salida o pasarelas peatonales.		X		
	Hay un letrero en el edificio que indica que hay materiales peligrosos.		X		
	Hay un edificio adyacente más alto con una pared URM anclado o un parapeto URM no anclado.		X		
	Otros peligros de caída no estructurales exteriores observados:		X		
Interior	Hay baldosas de arcilla hueca o tabiques de ladrillo en cualquier escalera o pasillo de salida.		X		
	Otro peligro de caída no estructural no estructural del interior observado:		X		
Desempeño sísmico no estructural estimado (Marque la casilla apropiada y transfiera a conclusiones del formulario de nivel 1)					
<input type="checkbox"/>	Potenciales peligros no estructurales con una amenaza significativa para la seguridad de la vida de los ocupantes	→	Evaluación no estructural detallada recomendada		
<input type="checkbox"/>	Peligros no estructurales identificados con una amenaza significativa para la seguridad de la vida de los ocupantes	→	Pero no se requiere una evaluación no estructural detallada baja o ninguna amenaza no estructural para la seguridad de la vida de los ocupantes		
<input checked="" type="checkbox"/>	Pocos o ningún peligro no estructural que amenaza la seguridad vital de los ocupantes	→	No se requiere una evaluación no estructural detallada		
COMENTARIOS:					

Fuente: Autor

ACT Consultores no presenta ninguna irregularidad vertical, su puntuación es $VL2=0$

A la estructura se consideró una irregularidad en planta torsional debido a que el sistema lateral no parece relativamente bien distribuido en planta en una o ambas direcciones con un castigo de -0.5. Además, en la planta del nivel 4 las vigas exteriores no se alinean con las columnas del plano con un castigo de -0.2. Y por último, hay otra irregularidad en planta observable que obviamente afecta el desempeño sísmico del edificio con un castigo de -0.5 que suman un total de -1.2 pero que por norma se debe escoger un número menor o igual al máximo de -1.1. Entonces, $PL2=-1.1$.

Al hablar de temas de redundancia, golpeteo, modificaciones la estructura no presenta ninguna de estas variables, por ende su puntuación es $M=0$

La edificación tiene una media vulnerabilidad sísmica con un valor de 0.4.

Evaluación visual rápida de vulnerabilidad NEC 15

Al igual que el formulario de la FEMA 154, el formulario de la NEC 2015 es un método de evaluación visual rápida que dentro de sus principales funciones son: valorar las construcciones existentes e identificar el grado de vulnerabilidad sísmica frente a un sismo. [20]

Se colocó el tipo de estructura C1 que se asemeja a un sistema estructural de hormigón armado, conformado por pórticos especiales sísmos resistentes con la presencia de vigas descolgadas. El puntaje básico al pertenecer a este sistema es de 2.5.

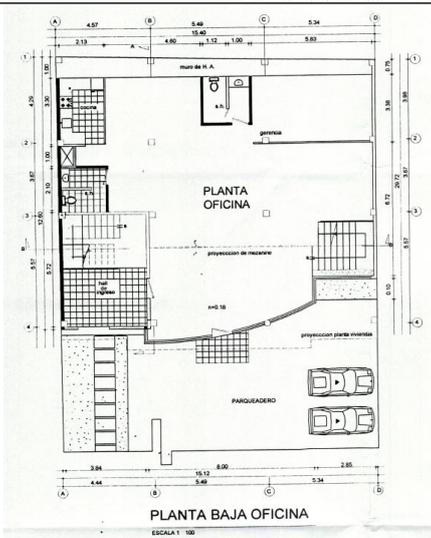
El edificio de ACT Consultores tiene una altura 13.68m, que está dentro del rango de mediana altura (4-7 pisos) con un puntaje de 0.4.

También cuenta con la presencia de un número considerable de ductos en cada planta, por eso se consideró irregularidad en planta, castigándole a la estructura con un puntaje de -0.5.

Por añadidura, el edificio de ACT Consultores fue construido en el año 2011, corresponde al casillero de precódigo moderno a partir del 2001 y recibe una puntuación de 1.4.

De igual forma, recibe un puntaje de -0.6 al ser construido en un tipo de suelo D, información que es considerada al pertenecer al centro de Ambato.

Tabla 8: Evaluación visual rápida de vulnerabilidad sísmica de edificaciones NEC 15

EVALUACIÓN VISUAL DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICACIONES														
PLANTA BAJA OFICINA ESCALA 1:100														
														
DATOS DE EDIFICACIÓN														
Dirección: Av. Atahualpa entre Av. Jacome Clavijo y Pasaje Augusto Villacres														
Nombre de la edificación: Edificio ACT Consultores														
Sitio de referencia: Frente al comercial Maya														
Tipo de uso: Edificio de oficinas Fecha de Evaluación: 21/10/2023														
Año de construcción: 2011 Año de remodelación:														
Área de construcción m2: 937 Numero de pisos: 5														
DATOS DEL PROFESIONAL														
Nombre del evaluador: Josué Cárdenas														
C.I.: 1805202122														
Registro Senecyt:														
Fotografía:														
														
TIPOLOGÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL														
Madera	W1	Pórtico Hormigón Armado							C1	Pórtico acero laminado				S1
Mampostería sin refuerzo	URM	Portico H. Armado con muros estructurales							C2	Pórtico acero laminado con diagonales				S2
Mampostería reforzada	RM	Portico H. Armado con mampostería confinada sin refuerzo							C3	Pórtico acero doblado en frío				S3
Mixta acero-hormigón o mixta madera-hormigón	MX	H. Armado prefabricada								Portico acero laminado con muros estructurales de hormigón armado				S4
									PC	Pórtico acero con paredes mampostería				S5
PUNTAJES BASICOS, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL S														
Tipología estructural	W1	URM	RM	MX	C1	C2	C3	PC	S1	S2	S3	S4	S5	
Puntaje basico	4.4	1.8	2.8	1.8	2.5	2.8	1.6	2.4	2.6	3	2	2.8	2	
ALTURA DE EDIFICACIÓN														
Baja altura (menor a 4 pisos)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Mediana altura (4 a 7pisos)	N/A	N/A	0.4	0.2	-0.4	0.4	0.2	0.2	0.4	N/A	0.4	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	
IREGULARIDAD DE LA EDIFICACIÓN														
Irregularidad vertical	-2.5	-1	-1	-1.5	-1.5	-1	-1	-1	-1	-1.5	-1.5	-1	-1	
Irregularidad en planta	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	
CÓDIGO DE LA CONSTRUCCIÓN														
Pre-código (construido antes 1977) o auto	0	-0.2	-0.1	-1.2	-1.2	-1	-0.2	-0.3	-1	-0.8	-0.8	-0.8	-0.2	
Construido entre 1977-2011)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Postcódigo moderno a partir del 2001	1	N/A	2.8	1	1.4	2.4	1.4	1	1.4	1.4	1	1.6	1	
TIPO DE SUELO														
Tipo de suelo C	0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	
Tipo de suelo D	0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	
Tipo de suelo E	0	-0.8	-0.4	-1.2	-1.2	-0.8	-0.8	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-1.2	-0.8	
PUNTAJE FINAL, S					1.8									
GRADO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA														
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.-														
El puntaje final obtenido muestra un grado alto de vulnerabilidad sísmica														

Fuente: Autor

A través de la tabla 8 se evidencia que la edificación tiene una alta vulnerabilidad sísmica.

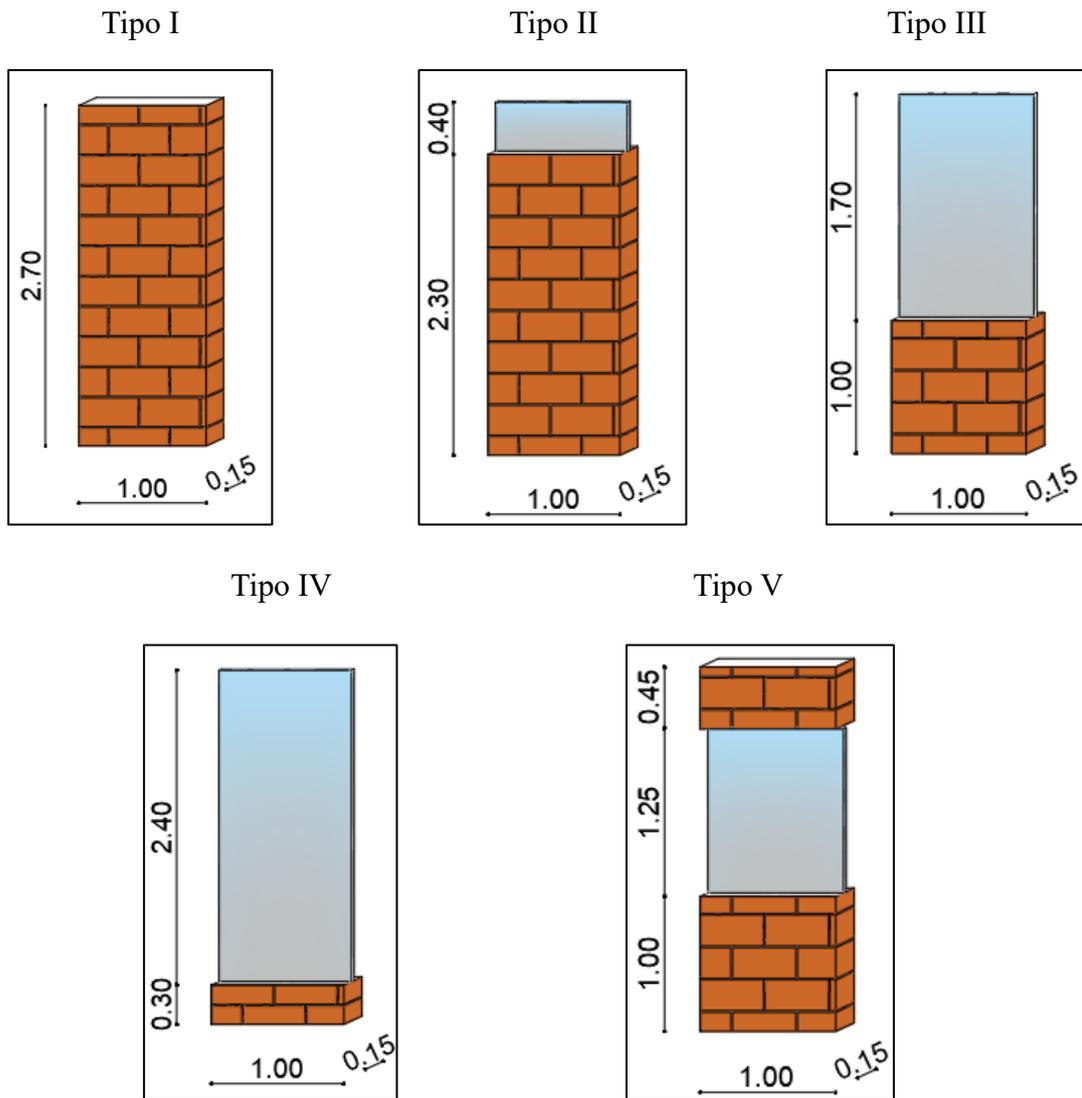
Desarrollo del método cuantitativo

Cargas gravitacionales y combinaciones de carga

Cargas Muertas

El valor de carga muerta es un tanto impredecible tomar porque a medida del tiempo, en la edificación puede haber cambios dentro de la planta arquitectónica por remodelaciones y adecuaciones. A pesar de ello, se tomó las dimensiones de las paredes que conforman toda la edificación para resultados más precisos, obteniendo los siguientes tipos:

Imagen 15: Tipos de Pared



Fuente: Autor

Tabla 9: Peso propio paredes N+2.88

Peso propio paredes pertenecientes al N+2.88							
Tipo	Elemento	Dimensiones (m)		Peso específico	Peso total	Longitudes	Total
		Altura	Espesor	kg/m ³	kg/m	m	kg
1	Pared	2.7	0.15	1600	648	7.5	4860
2	Pared	2.3	0.25	1600	920	17.25	15870
	Vidrio	0.4	0.006	2600	6.24		107.64
3	Pared	1	0.15	1600	240	6.3	1512
	Vidrio	1.7	0.006	2600	26.52		167.076
4	Pared	0.3	0.15	1600	72	12.75	918
	Vidrio	2.4	0.006	2600	37.44		477.36
Total							23912.08
Área losa (m²)							200
CM (kg/m²)							119.56

Fuente: Autor

Tabla 10: Peso propio paredes N+5.58

Peso propio paredes pertenecientes al N+5.58							
Tipo	Elemento	Dimensiones (m)		Peso específico	Peso total	Longitudes	Total
		Altura	Espesor	kg/m3	kg/m	m	kg
1	Pared	2.7	0.15	1600	648	13.95	9039.6
2	Pared	2.3	0.25	1600	920	13.8	12696
	Vidrio	0.4	0.006	2600	6.24		86.112
3	Pared	1	0.15	1600	240	8.45	2028
	Vidrio	1.7	0.006	2600	26.52		224.094
4	Pared	0.3	0.15	1600	72	8.76	630.72
	Vidrio	2.4	0.006	2600	37.44		327.9744
Total							25032.5004
Área losa (m2)							200
CM (kg/m2)							125.16

Fuente: Autor

Tabla 11: Peso propio paredes N+8.28

Peso propio paredes pertenecientes al N+8.28							
Tipo	Elemento	Dimensiones (m)		Peso específico	Peso total	Longitudes	Total
		Altura	Espesor	kg/m3	kg/m	m	kg
1	Pared	2.7	0.15	1600	648	18.75	12150
2	Pared	2.3	0.25	1600	920	9.45	8694
	Vidrio	0.4	0.006	2600	6.24		58.968
Total							20902.968
Área losa (m2)							175
CM (kg/m2)							119.45

Fuente: Autor

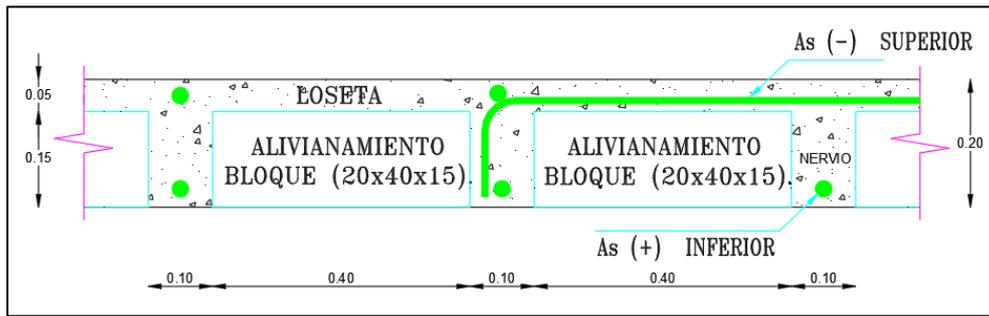
Tabla 12: Peso propio paredes N+10.98

Peso propio paredes pertenecientes al N+10.98							
Tipo	Elemento	Dimensiones (m)		Peso específico	Peso total	Longitudes	Total
		Altura	Espesor	kg/m3	kg/m	m	kg
1	Pared	2.7	0.15	1600	648	18.75	12150
2	Pared	2.3	0.25	1600	920	9.45	8694
	Vidrio	0.4	0.006	2600	6.24		58.968
5	Pared	1.45	0.15	1600	348	6.85	2383.8
	Vidrio	1.25	0.006	2600	19.5		133.575
Total							23420.343
Área losa (m2)							220
CM (kg/m2)							106.46

Fuente: Autor

Para el peso de la losa se realizó la siguiente cuantificación:

Imagen 16: Detalle de losa e= 20cm



Fuente: Autor

Tabla 13: Peso propio losa e=20cm

Peso propio losa						
Elemento	Unidades	Dimensiones (m)			Peso específico	Total
		Altura	Espesor	Longitud	kg/m3	kg/m2
Loseta	-	1	0.05	1	2400	120
Nervios	-	0.15	0.1	3.6	2400	129.6
Bloque	8	-	-	-	8	64
Enlucido sup.	-	1	0.015	1	1900	28.5
Enlucido inf.	-	1	0.015	1	1900	28.5
Acabado	-	1	0.015	1	1600	24
Total						394.6

Fuente: Autor

A continuación se presenta la carga muerta final resumida:

Tabla 14: Carga muerta total resumida

N° de piso	Nivel (m)	Carga (kg/cm2)	Funcionalidad
1	N+2.88	514.16	Planta Oficina
2	N+5.58	519.76	Planta Mezanine
3	N+8.28	514.05	Planta Oficina
4	N+10.98	501.06	Planta Baja Vivienda
5	N+13.68	394.60	Planta Alta Vivienda

Fuente: Autor

Cargas Vivas

Los valores de carga viva fueron tomados de acuerdo con lo estipulado en la NEC-SE-CG 2015 [21], dependiendo de la funcionalidad de cada piso variará la carga, como se puede ver en la siguiente tabla:

Tabla 15: Valores de carga viva dependiendo de su funcionalidad

N° de piso	Nivel (m)	Carga (kg/cm ²)	Funcionalidad
1	N+2.88	240	Planta Oficina
2	N+5.58	240	Planta Mezanine
3	N+8.28	240	Planta Oficina
4	N+10.98	200	Planta Baja Vivienda
5	N+13.68	200	Planta Alta Vivienda

Fuente: Autor

Cargas Sísmicas

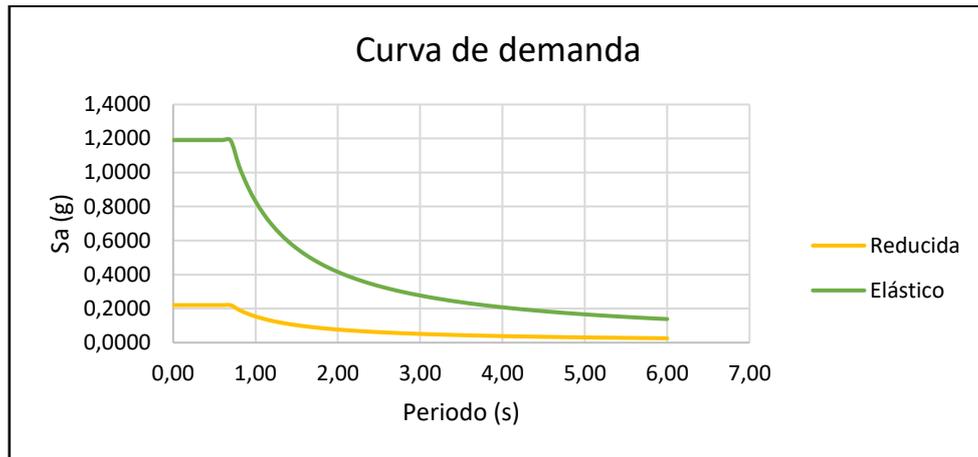
Para poder determinar la cortante basal y el espectro de respuesta sísmica se realizó mediante los parámetros establecidos en la NEC-SE-DS, para ello hay que fijar factores de carga sísmica y configuración estructural propia del edificio como se puede evidenciar en la tabla 9. Para este trabajo, se utilizó un periodo de retorno de 475 años [11].

Tabla 16: Datos para calcular el espectro de aceleración elástico

ESPECTRO DE ACELERACIÓN ELÁSTICO			
DATOS DE LA ESTRUCTURA			
SITIO	AMBATO		
SUELO	D		
SISTEMA ESTRUCTURAL	SISTEMA DE VIGAS DESCOLGADAS		
USO	EDIFICIO DE OFICINAS		
DATOS PARA EL ESPECTRO ELÁSTICO			
PARÁMETRO	VALOR	NEC-SE-DS	DEFINICIÓN
Z (%)	0.4	3.1.1	Factor de zona sísmica
n	2.48	3.3.1	Valor ETA de ubicación
Fa	1.2	3.2.2	Amplificación de las ordenadas de aceleración
Fd	1.19	3.2.2	Amplificación de las ordenadas de desplazamientos
Fs	1.28	3.2.2	Comportamiento no lineal de los suelos
r	1	3.3.1	Factor que depende de la ubicación geográfica
DATOS PARA EL ESPECTRO REDUCIDO			
R	6	6.3.4	Factor de reducción de resistencia sísmica
I	1	4.1	Coficiente de importancia
Θ _p	0.9	5.2.3	Coficiente de irregularidad en elevación
Θ _e	1	5.2.3	Coficiente de irregularidad en planta
hn(m)	13.68	6.3.3	Altura total de la edificación
Ct	0.055	6.3.3	Coficiente que depende del tipo de edificio
α	0.9	6.3.3	Coficiente que depende del tipo de edificio
CÁLCULOS			
T (s)	0.579		Período fundamental de vibración
To (s)	0.127		Período límite inferior de vibración
Tc (s)	0.698		Período límite superior de vibración
Sa (%g)	1.190		Aceleración elástica (sin reducir)
Sa (%g)	1.435		Aceleración elástica (sin reducir)
C(%g)	0.220		Aceleración elástico (reducido)
k	1		Factor de distribución de cargas

Fuente: Autor

Imagen 17: Espectro de respuesta $T_r=475$ años



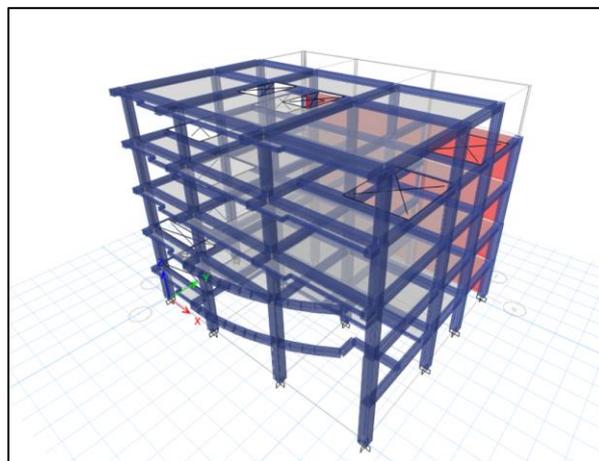
Fuente: Autor

Resultados del método cuantitativo

Cabe destacar que, en los formularios anteriormente presentados si existe puntajes finales alcanzados S relativamente bajos, indican que el edificio tiene una alta probabilidad de falla si se presenta un sismo. Para lo cual es pertinente realizar una evaluación más minuciosa a través de softwares computacionales que ayude a encontrar de una forma más precisa o real la vulnerabilidad sísmica que tiene la edificación.

El análisis lineal se efectuó con la recopilación de información del capítulo 2. Para el modelado se ocupó las dimensiones, cuantías y secciones de los elementos estructurales anteriormente mencionados en dicho capítulo con la ayuda del Software Ingenieril. Cabe mencionar que cada procedimiento empleado se hizo énfasis a lo estipulado en la NEC-SE-DS.

Imagen 18: Esquema 3D de la Edificación ACT Consultores



Fuente: Autor

Definición de materiales

Refiriéndose al hormigón, se aclaró gracias al ensayo esclerométrico en la sección “Estudio de Materiales”, que la resistencia del hormigón tuvo un promedio aproximado de $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ como lo dicho en los planos estructurales de la edificación.

Por otro lado, la resistencia a la fluencia del acero se tomó un valor de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.

A continuación de una forma más detallada los materiales utilizados son:

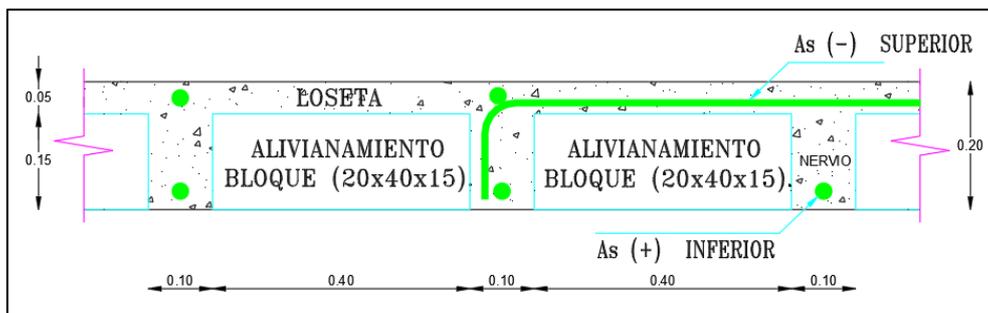
- Resistencia la Compresión Hormigón: $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia a la Fluencia del Acero: $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad del Hormigón: $13100 * \sqrt{f'c}$

Definición de secciones de los elementos estructurales

- LOSA

Para el tema de la losa, se tomó su equivalencia de una losa nervada a losa maciza mediante inercias equivalentes como se evidencia en la Tabla 17. Los ductos están correctamente colocados tras haber levantado arquitectónica y estructuralmente el edificio.

Imagen 19: Detalle de losa $e= 20\text{cm}$



Fuente: Autor

Tabla 17: Altura equivalente de losa nervada a maciza

bl	100.00	cm
I ner	25416.67	cm ⁴
h equiv	14.50	cm

Fuente: Autor

Siendo;

- bl: Ancho de losa en estudio

- I_{ner}: Inercia de losa nervada
- H_{equiv}: Altura equivalente de losa nervada a maciza

- **COLUMNAS - VIGAS**

Para el caso de las columnas, se colocó las cuantías indicadas en los planos estructurales con sus respectivas secciones como se indicó en la sección “Acero de refuerzo de los elementos estructurales” del presente documento.

Inercias Agrietadas

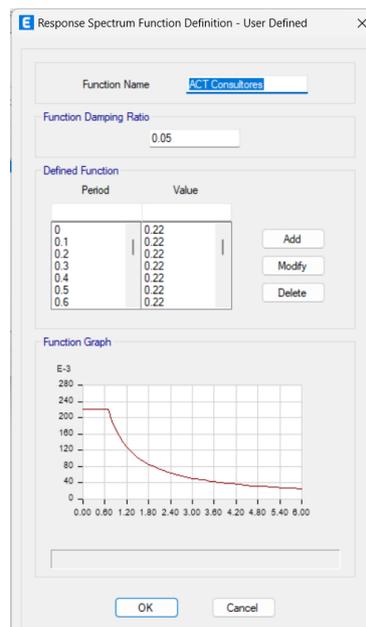
De acuerdo con la norma NEC 15, establece que a los elementos estructurales como columnas y vigas se les debe agrietar para el análisis no lineal, utilizando los siguientes valores:

- Vigas: Flexión (0.5)
- Columnas: Flexión (0.8)

Definición Espectro de respuesta sísmica

En la Tabla 16 se puede visualizar los elementos utilizados para la elaboración del espectro de respuesta sísmica del edificio ACT Consultores. Mediante una hoja de Excel se procedió a elaborar la curva Sa vs Período para introducir en el Software Ingenieril:

Imagen 20: Espectro de Respuesta Sísmica NEC 15

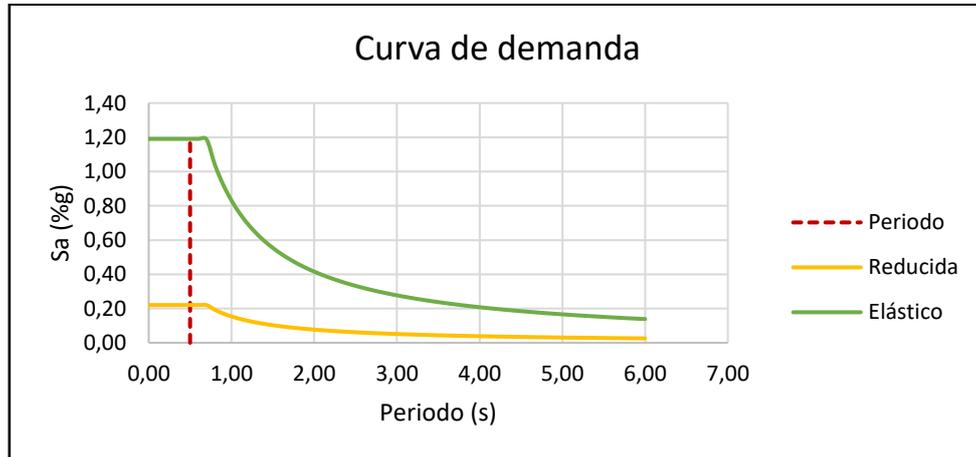


Fuente: Autor

Definición Cortante Basal Estático

Primeramente, se obtuvo el periodo fundamental de la edificación igual a $T_{\alpha}=0.579$ s ocupando la Ec 2, este valor se colocó en la curva de demanda para obtener la aceleración, como se visualiza en la Imagen 21:

Imagen 21: Curva de demanda con el periodo calculado



Fuente: Autor

El valor obtenido de la aceleración es de 1.1904g, con este valor se podrá obtener el coeficiente del cortante basal.

Es importante recalcar que la edificación que es castigada en su configuración en planta, por su irregularidad en las losas con la presencia considerable de ductos con un valor de $\phi_P=0.9$. Además en la configuración por planta no cuenta con ninguna irregularidad, es por ello que es igual a $\phi_E=1$

Por añadidura el factor de Reducción de resistencia sísmica fue tomado de $R=6$, siguiendo las sugerencias de la sección 6.3.4 de la NEC-SE-DS 2015, para pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas. [12]

Por último, el factor de Importancia fue tomado de $I=1$, debido a que la categoría donde pertenece está en apartado de “Otras estructuras”.

Finalmente, el valor obtenido del Cortante Basal Estático es de $C=0.2204$ con la Ec 1. El mismo fue colocado en el Patrón de carga sismo estático en el sentido X-Y en el software Ingenieril.

El coeficiente K es igual a $k=1.04$

Asignación de cargas en el modelo

Para la asignación de cargas se utiliza la opción de Shell loads-uniform. Las cargas muertas y vivas a ser introducidas ya fueron mencionadas anteriormente en la sección “Desarrollo del método cuantitativo”.

Cabe recalcar que para la carga muerta se debe restar el peso propio de la losa o si no se estaría redundando carga y afectaría a posteriores cálculos.

Análisis lineal de la estructura condiciones actuales

Se realizó los diferentes chequeos que plantea la NEC-SE-DS 2015, para garantizar que el edificio tenga un adecuado comportamiento ante un evento sísmico. [12]

Período de Vibración

Para este chequeo, se debe verificar que el valor del periodo por el método II obtenido a partir del software Ingenieril (Tabla 18), no debe ser mayor al 30% del periodo que se obtuvo en el método I.

Tabla 18: Período de vibración - método II

Mode	Period (s)	UX	UY
1	0.865	0.3752	0.0114
2	0.816	0.0044	0.759
3	0.272	0.0272	0.0088
4	0.264	0.0013	0.1028
5	0.207	0.0589	0.0004
6	0.148	0.0004	0.0543
7	0.138	0.0115	0.0006
8	0.084	0.0043	0.0316
9	0.083	0.0132	0.008
10	0.053	0.4153	0.0001
11	0.053	0.0001	0.023
12	0.049	0.0007	9.37E-06

Fuente: Autor

Tabla 19: Verificación del chequeo del periodo de vibración

CHEQUEO : PERIODO DE VIBRACIÓN		
Ta1	0.5792	Ta2 <= 1.3 (Ta1)
Ta2 (Etabs)	0.865	
Ta(max)	0.7530	
NO		

Fuente: Autor

En la tabla 19 se puede evidenciar, que la edificación ACT Consultores no cumple con el chequeo del periodo de vibración. Debido a que el valor obtenido del periodo por el método II es mayor a la relación de 1.3 por el periodo del método I. Con lo conseguido en este chequeo se prevé que la estructura va a sobrepasar valores establecidos de derivas.

Recálculo del cortante estático y dinámico

Los valores de las aceleraciones espectrales cambian al tener diferente periodo fundamental (0.865s), por lo que cambia los valores del coeficiente de cortante basal y el factor k.

Tabla 20: Corrección del coeficiente del cortante basal estático y k

CORTANTE BASAL ESTÁTICO					
Inicial			Corregido		
T cal	0.579	s	T real	0.865	s
Sa	1.19	g	Sa	1.04	g
Coef	0.220		Coef	0.192	
k	1.04		k	1.18	

Fuente: Autor

Tabla 21: Corrección del coeficiente del cortante basal dinámico

CORTANTE BASAL DINÁMICO					
Inicial			Corregido		
V min	119.83	Ton	V min	104.57	Ton
Vx prog	78.82	Ton	Vx prog	119.80	Ton
Fc	1.52		Fc	1.000	
g	14.91	NO	g	9.810	OK
Vy prog	101.94	Ton	Vy prog	119.00	Ton
Fc	1.18		Fc	1.000	
g	11.53	NO	g	9.810	OK

Fuente: Autor

Los valores de los coeficientes corregidos (Tabla 21) fueron introducidos nuevamente al software para posteriores chequeos.

Torsión en Planta

Para este chequeo se estima que para los dos primeros modos de vibración la estructura tenga un comportamiento traslacional debido a la presencia de altas cargas sísmicas en dichos modos y en el último que presente completamente rotación.

Tabla 22: Porcentaje de Torsión en los tres primeros modos de vibrar

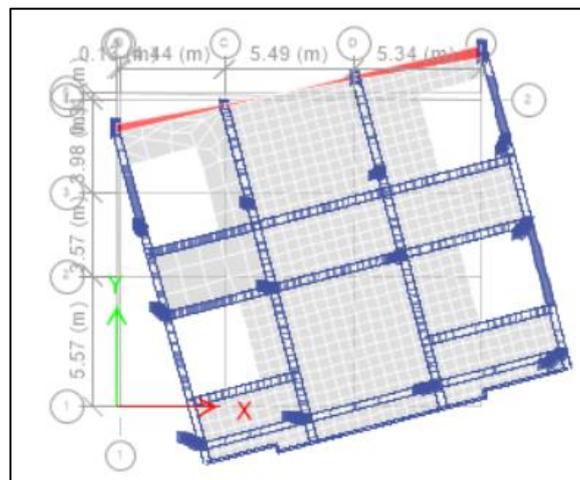
CHEQUEO: PORCENTAJE DE TORSIÓN						
Mode	RX	RY	RZ	Suma R	% Torsión	Condición
1	0.00440	0.22210	0.43740	0.66	65.88%	Rotación
2	0.29040	0.00300	0.00700	0.30	2.33%	Traslación
3	0.03140	0.21780	0.06470	0.31	20.61%	Traslación

Fuente: Autor

En la tabla 22, se puede evidenciar que el edificio de ACT Consultores presenta en el primer modo de vibrar un comportamiento de rotación, superando el 30% de la participación rotacional máxima. Por otro lado, en el segundo modo de vibrar muestra un comportamiento traslacional, que es lo adecuado. Mientras que el ultimo modo como fue de esperarse tiene un comportamiento de rotación.

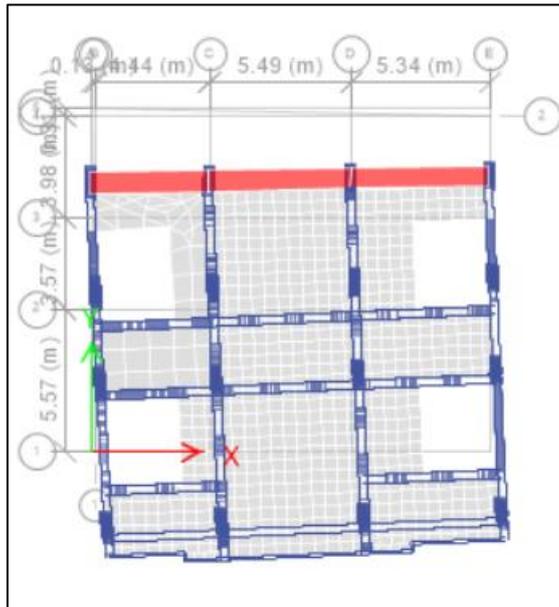
El principal problema en la estructura para generar la torsión es la presencia del muro de contención en el eje 1, hace una simulación parecida a un ancla en ese eje como se puede evidenciar en la imagen 22-24.

Imagen 22: Representación gráfica del primer modo de vibración



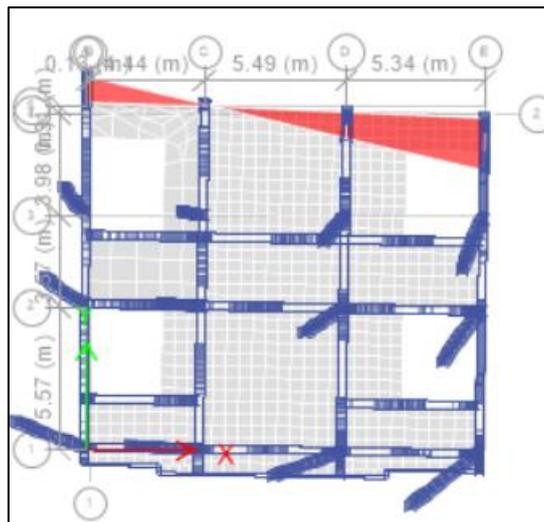
Fuente: Software Ingenieril

Imagen 23: Representación gráfica del segundo modo de vibración



Fuente: Software Ingenieril

Imagen 24: Representación gráfica del tercer modo de vibración



Fuente: Software Ingenieril

Es de vital importancia evitar torsión en los dos primeros modos de vibrar, para que el edificio tenga un buen comportamiento ante una sollicitación sísmica, para evitar daños gigantescos o en casos mayores el colapso de la estructura.

Masa Acumulada

Todos los modos deben abarcar una participación de la masa modal acumulada no menor al 90% de la masa total de la edificación en el sentido X o Y.

Tabla 23: Acumulación de la masa modal de la estructura

CHEQUEO: ACUMULACIÓN DE LA MASA PARTICIPATIVA		
Mode	SumUX	SumUY
1	0.3752	0.0114
2	0.3797	0.7704
3	0.4069	0.7791
4	0.4081	0.8819
5	0.4671	0.8823
6	0.4675	0.9367
7	0.4790	0.9372
8	0.4832	0.9689
9	0.4964	0.9769
10	0.9117	0.9770

Fuente: Autor

Para el sentido X se alcanza un 91.17% de acumulación de la masa en el modo 10 de vibración, mientras que en el sentido Y al sexto modo se acumula el 93.67%

Cortante basal Estático vs Cortante basal Dinámico

Para este chequeo se debe verificar que el cortante dinámico, debe ser menor al 80 % en estructuras regulares y 85% en estructuras irregulares al cortante estático como establece la NEC-SE-DS en el capítulo 6.2.2. Para este estudio se asumió con una estructura irregular [12].

Para que los valores del cortante basal dinámico sean superiores al 85% se hizo un recálculo en la gravedad como se puede evidenciar en la Tabla 21 del presente documento. Donde se sacó un factor de corrección de la diferencia que presentaba el cortante mínimo con el cortante que presentaba el software Ingenieril, este factor fue multiplicado a la gravedad inicial y se obtiene un nuevo valor de gravedad que fue introducido en el software para cumplir este chequeo.

Mediante la Tabla 24 se puede apreciar la relación entre el cortante basal estático y dinámico en dirección X-Y, donde cumplen con el chequeo debido a que en ningún sentido la relación es menor a 85% para estructuras irregulares.

Tabla 24: Relación entre el cortante basal estático y dinámico

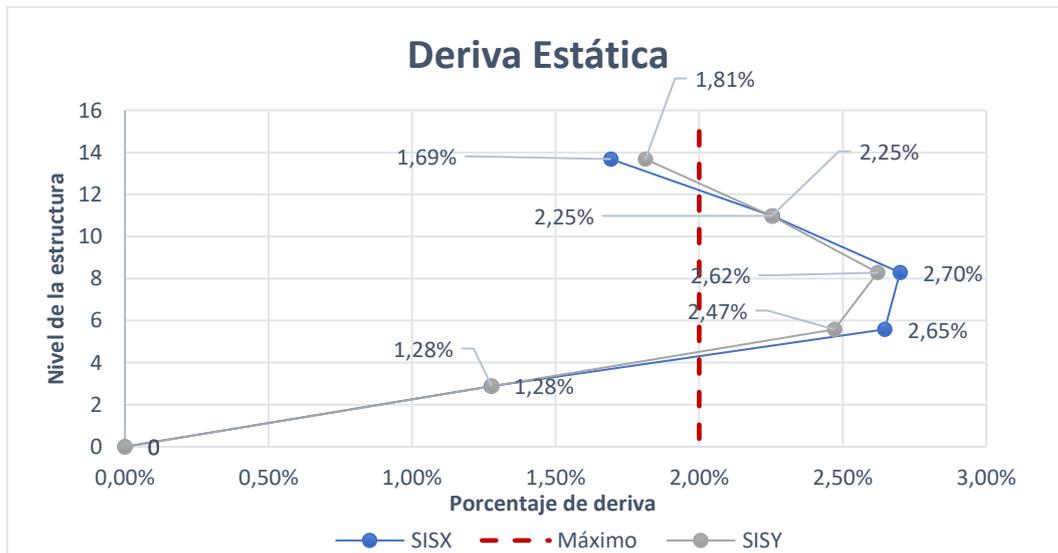
SENTIDO X			SENTIDO Y		
V estatico	131.45	Ton	V estatico	131.45	Ton
V dinámico	121.00	Ton	V dinámico	119.00	Ton
Relación	92.05	%	Relación	90.53	%
OK			OK		

Fuente: Autor

Derivas de piso

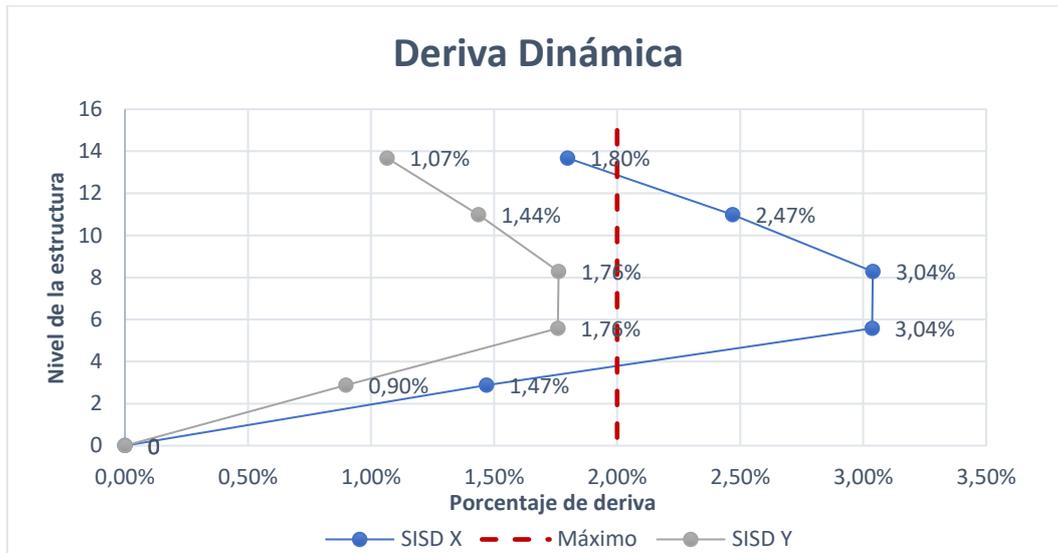
A continuación, se presenta las Imágenes 25- 26 en donde se puede evidenciar las derivas elásticas extraídas del software Ingenieril, transformadas como anteriormente se mencionó a derivas inelásticas máximas. Como resultado se puede mencionar que en el análisis estático en las dos direcciones las derivas sobrepasan el máximo que es de 2% en los pisos intermedios mientras que en los pisos de los extremos cumplen. Por otro lado en el análisis dinámico en el sentido X tiene la misma característica de las anteriores mientras que en el sentido Y las derivas no sobrepasan del 2% cumpliendo lo estipulado en la NEC-SE-DS 2015. [12]

Imagen 25: Deriva Estática SIS X – SIX Y



Fuente: Autor

Imagen 26: Deriva Dinámica SISD X – SIXD Y



Fuente: Autor

Elementos Estructurales

Para diseñar cualquier edificación la NEC-SE-CG 2015 [21] proporciona combinaciones de carga para el diseño por ultima resistencia, para el presente análisis se ocuparon las siguientes:

- 1.4D
- 1.2D + 1.6L
- 1.2D + 1L + 1SIS X / 1.2D + 1L + 1SIS D X
- 1.2D + 1L - 1SIS X / 1.2D + 1L - 1SIS D X
- 1.2D + 1L + 1SIS Y / 1.2D + 1L + 1SIS D Y
- 1.2D + 1L - 1SIS Y / 1.2D + 1L - 1SIS D Y
- 0.9D + 1SIS X / 0.9D + 1SIS D X
- 0.9D - 1SIS X / 0.9D + 1SIS D X
- 0.9D + 1SIS Y / 0.9D + 1SIS D Y
- 0.9D - 1SIS Y / 0.9D + 1SIS D Y

Siendo:

- **L:** Carga viva
- **D:** Carga muerta
- **SIS X:** Carga estática por sismo en el sentido X
- **SIS Y:** Carga estática por sismo en el sentido Y

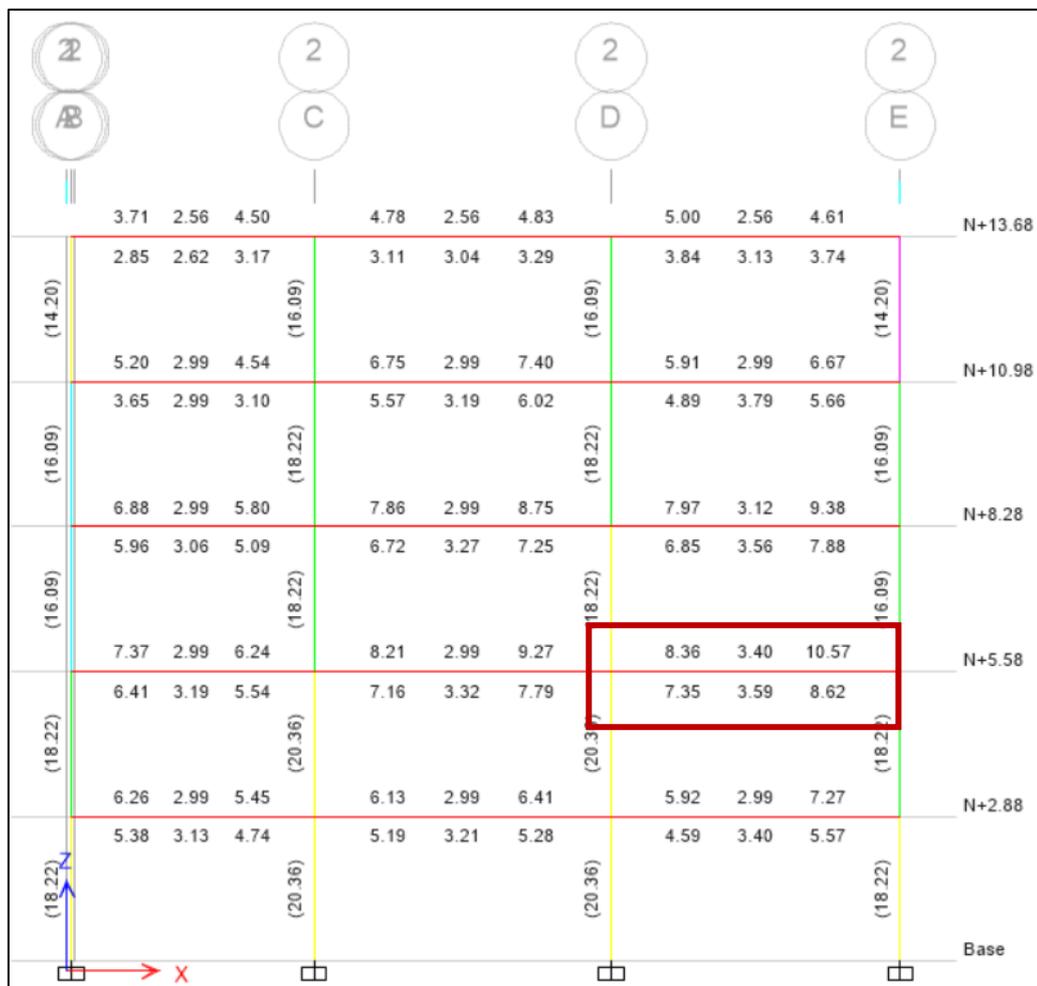
- **SIS D X:** Carga dinámica por sismo en el sentido X
- **SIS D Y:** Carga dinámica por sismo en el sentido Y

Todas las combinaciones anteriores deben ser introducidas al software Ingenieril, posteriormente se verificará cuál de ellas es la más desfavorable para efectuar las revisiones a flexión, corte y torsión de los elementos estructurales.

CHEQUEO A FLEXIÓN VIGAS

Se realizó un pequeño recorrido por todos los pórticos que conforma la estructura para denotar la mayor demanda en la cantidad de acero en la parte superior e inferior de las vigas.

Imagen 27: Vista en elevación del Eje 2 con área de acero en vigas



Fuente: Software Ingenieril

En la Imagen 30 se evidencia que el pórtico del eje 2 es el que mayor demanda presentó de toda la estructura en el Nivel+ 5.58 m, a continuación se presenta toda la planta de ese nivel para verificar si esa fue la mayor demanda o si existe otra.

Imagen 28: Vista en planta del N+ 5.58m con área de acero en vigas



Fuente: Software Ingenieril

Tras haber observado, la vista en planta del N+5.58m la demanda encontrada anteriormente es la máxima. La viga está ubicada entre los ejes D-E perteneciente al eje 2. Los valores de diseño para este elemento estructural se muestran a continuación:

Tabla 25: Momento de diseño y refuerzo requerido

	Momento de diseño (-) (Ton-m)	Momento de diseño (+) (Ton-m)	Refuerzo momento (-) (cm ²)	Refuerzo momento (+) (cm ²)	Refuerzo mínimo (cm ²)	Refuerzo requerido (cm ²)
Superior (+) (2 ejes)	5.032	-	5.64	0	2.99	5.64
Inferior (-) (2 ejes)	-	2.52	0	2.71	2.99	2.99

Fuente: Software Ingenieril

A partir de ello, se procedió a calcular la cuantía de acero mediante la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{As}{b * d} \quad \text{Ec 13}$$

Siendo:

- ρ : Cuantía de refuerzo
- As : Área de refuerzo
- d : Distancia desde la fibra externa a compresión hasta el centro del refuerzo longitudinal a tracción.
- b : base de la viga

$$\rho = \frac{5.64 \text{ cm}^2}{35 \text{ cm} * 25.8 \text{ cm}} * 100$$

$$\rho = 0.62\%$$

Posteriormente, se calculó la cantidad de acero mínimo a tracción utilizando la siguiente expresión:

$$As_{min} = \frac{14}{fy} * b * d \quad \text{Ec 14}$$

$$As_{min} = \frac{14}{4200 \frac{kg}{cm^2}} * 35cm * 25.8cm$$

$$As_{min} = 3.01 \text{ cm}^2$$

Es importante recalcar que para determinar el acero máximo, primero se establece que la cuantía de refuerzo no sobrepase el 50% de la cuantía balanceada o ρ_b .

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.5\rho_b$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.5 * \left[0.85 * \beta_1 * \left(\frac{f'c}{fy} \right) * \left(\frac{6300}{6300 + fy} \right) \right] \quad \text{Ec 15}$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.5 * \left[0.85 * 0.85 * \left(\frac{210 \frac{kg}{cm^2}}{4200 \frac{kg}{cm^2}} \right) * \left(\frac{6300}{6300 + 4200 \frac{kg}{cm^2}} \right) \right]$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 1.07\%$$

$$As_{m\acute{a}x} = \rho_{m\acute{a}x} * b * d$$

$$As_{m\acute{a}x} = 0.0107 * 35cm * 25.8cm$$

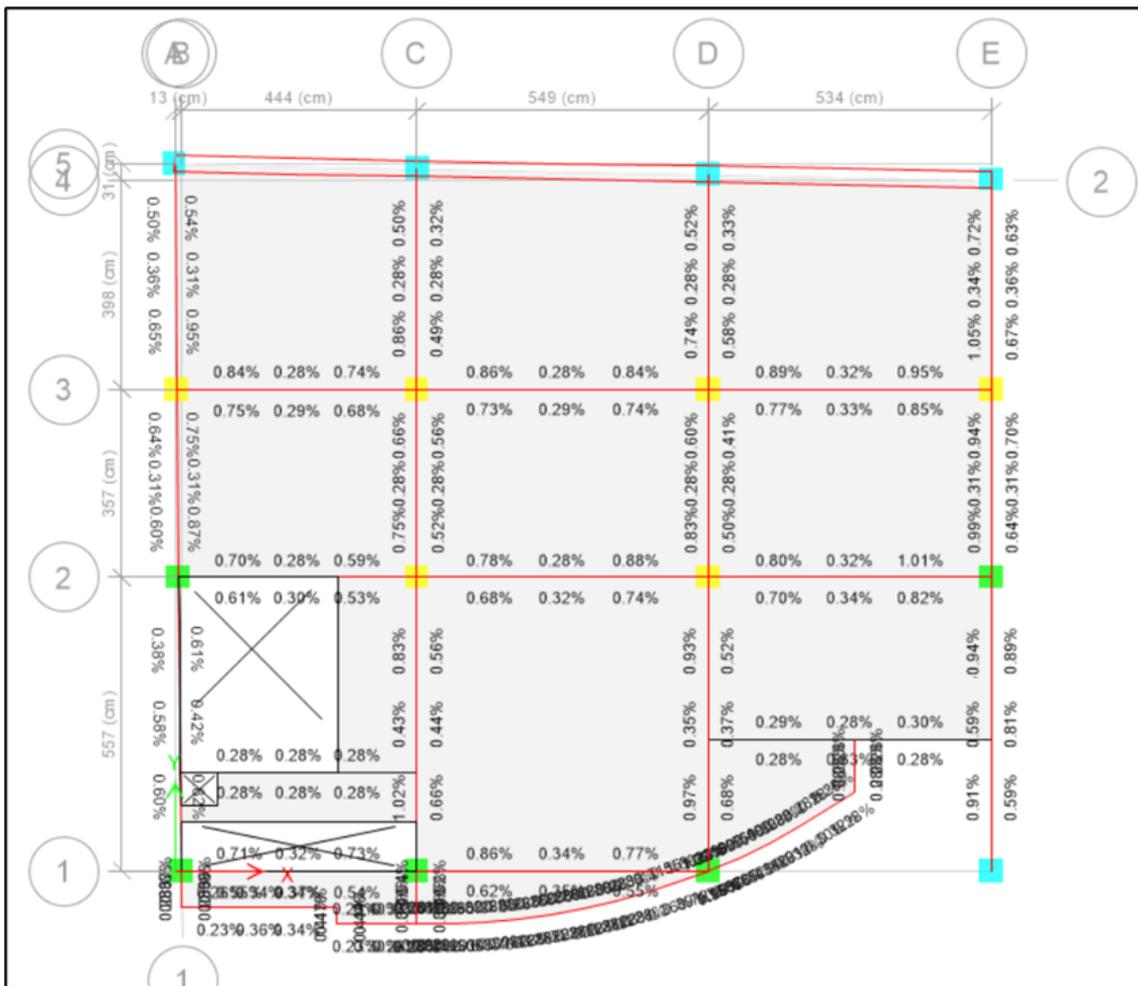
$$As_{m\acute{a}x} = 9.66cm^2$$

$$As_{min} \leq As_{col} \leq As_{max}$$

$$3.01 cm^2 \leq 5.64 cm^2 \leq 9.66cm^2 \text{ OK}$$

El acero requerido por el software Ingenieril está dentro del rango establecido del acero mínimo y máximo. Además en la Imagen 29 se evidencia que el porcentaje de cuantía de acero es menor al máximo de 1.07%. Se concluye que esta viga al ser la de mayor demanda cumple un diseño óptimo por ende todas las demás tendrán un mismo comportamiento.

Imagen 29: Porcentaje cuantía de acero de vigas en el N+5.88



Fuente: Software Ingenieril

CHEQUEO A CORTE

De igual forma se hace el análisis de la viga con mayor demanda que es la viga ubicada entre los ejes D-E perteneciente al eje 2.

Tabla 26: Diseño a corte en la viga

Cortante/Torsión para Vu2 y Tu				
Refuerzo Avs (cm ² /m)	Diseño Vu2 (Ton)	Diseño Tu (Ton-m)	Diseño Mu3 (Ton-m)	Diseño Pu (Ton)
0.010	9.415	307.910	-503.230	0.00
Fuerza de diseño				
Factorizando Vu2 (Ton)	Factorizando Mu3 (Ton)	Diseño Vu2 (Ton)	Capacidad Vu2 (Ton)	Gravedad Vg (Ton)
6.729	-503.230	9.415	4.954	4.461

Fuente: Software Ingenieril

Posteriormente se verifica el cumplimiento del acero mínimo requerido, basándose en lo estipulado en el ACI 318-14. Se escogió el menor resultado de las dos expresiones siguiente:

$$A_{vmin} > 0.2 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{fy} \quad \text{Ec 17}$$

$$0.2 * \sqrt{210 \frac{kg}{cm^2}} * \frac{35cm * 10cm}{4200 \frac{kg}{cm^2}} = 0.242$$

$$A_{vmin} > 3.5 * \frac{b * s}{fy} \quad \text{Ec 18}$$

$$3.5 * \frac{35cm * 10cm}{4200 \frac{kg}{cm^2}} = 0.292$$

Con el valor de A_{vmin} calculado 0.292 se verifica que sea menor al valor de Avs determinado en el Software Ingenieril.

$$A_{vmin} < A_{vs}$$

$$0.292 > 0.010$$

NO CUMPLE

Finalmente, se evidencia que el acero mínimo resultado mayor al determinado por el Software Ingenieril, es decir que se debe ocupar el acero mínimo establecido por la norma.

CHEQUEO A TORSIÓN

Para el chequeo a torsión, se verifica con la siguiente expresión si existe o no este problema:

$$T_u < \phi T_{th} \quad \text{Ec 19}$$

Siendo:

- T_u : Resistencia a la torsión en condiciones últimas
- ϕ : Factor de reducción
- T_{th} : Umbral de torsión

Para ellos se solicita a el Software Ingenieril los resultados de torsión en la viga.

Tabla 27: Resumen de resultados por torsión

Fuerza de torsión y reforzamiento por torsión						
Tu (Ton-m)	ϕT_{th} (Ton-m)	ϕT_{cr} (Ton-m)	Area Ao (m2)	Perimetro Ph (m)	Acero At (cm/m)	Acero Ai (cm2)
3.0791	0.2444	0.9776	0.0469	0.9444	10.4000	9.8500

Fuente: Autor

$$T_u < \phi T_{th}$$

$$3.0791 > 0.2444$$

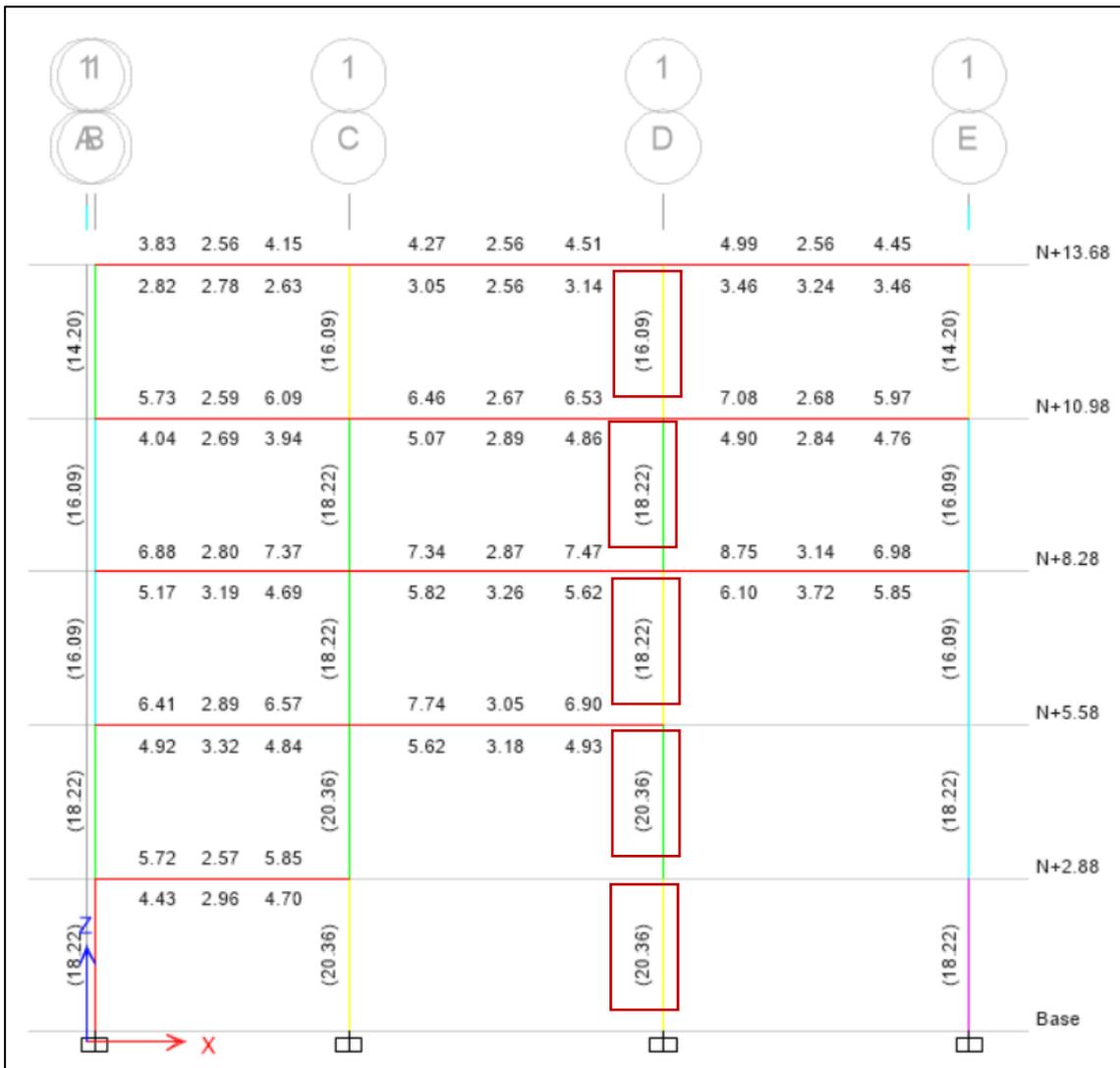
NO CUMPLE

Como se puede evidenciar la condición planteada no se está cumpliendo, es por ello por lo que se debe considerar acero por torsión cuando lo solicite. En este caso el refuerzo longitudinal (At) y transversal (Ai) si se encuentra colocado para contrarrestar esta relación que no cumple.

FLEXO – COMPRESIÓN COLUMNAS

De igual forma que en las vigas, para realizar este chequeo se escoge el pórtico que contiene la mayor demanda, siempre teniendo en cuenta el principio que si el pórtico de mayor demanda cumple los demás de la misma manera estarían cumpliendo.

Imagen 30: Vista en elevación del Eje 2 con área de acero en columnas

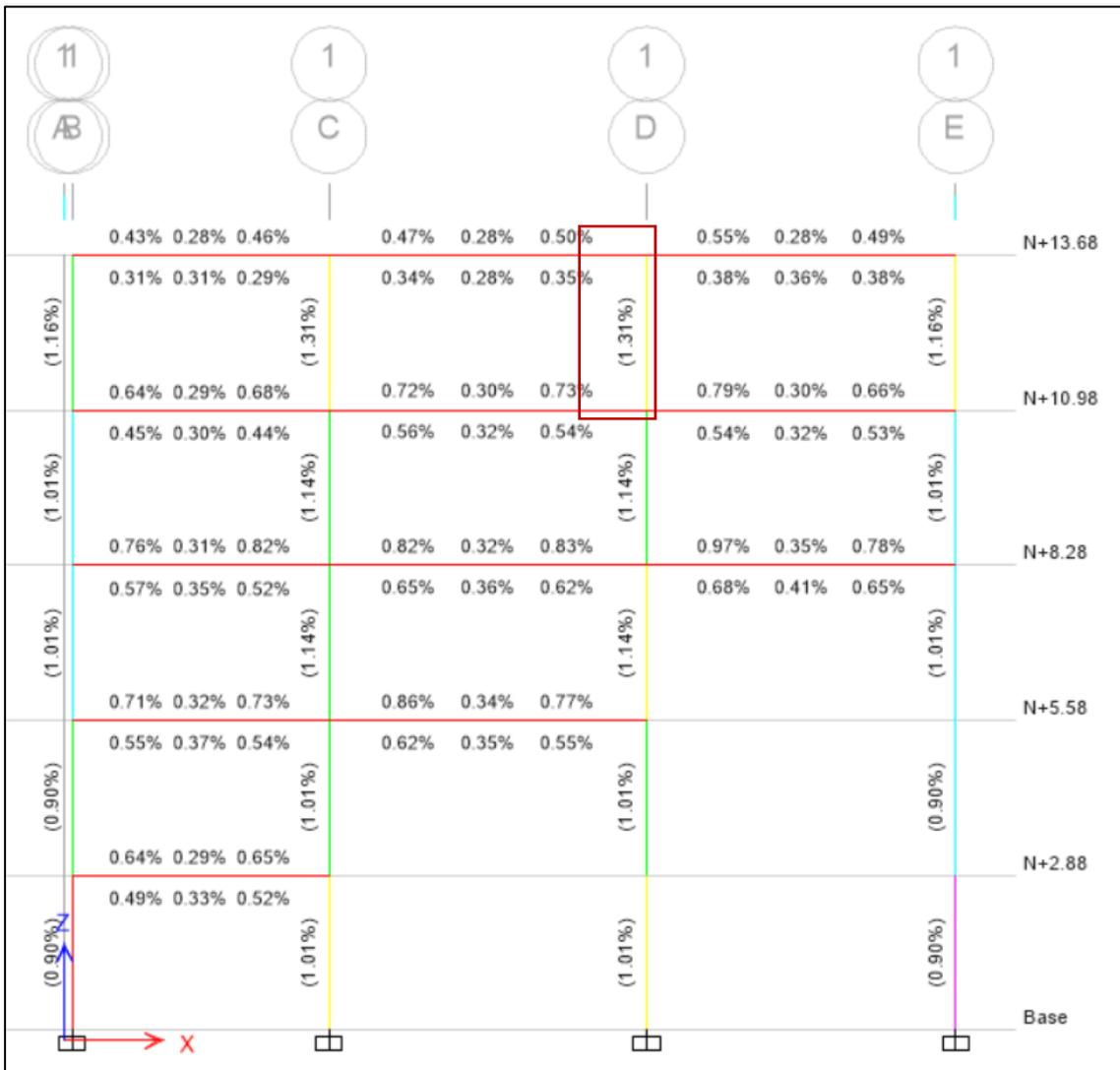


Fuente: Software Ingenieril

El pórtico del eje 1 es el que mayor demanda presentó de toda la estructura como era de esperarse en la planta baja.

A continuación se presenta, los porcentajes de cuantías de acero en todas las columnas del pórtico 1

Imagen 31: Cuantías de acero para las columnas del pórtico 1



Fuente: Software Ingenieril

Como la edificación está construida con reducciones de columnas a nivel que incrementa los pisos, se verificó el requisito que menciona la NEC-SE-HM en la sección 4.3.3 referente a la cuantía de refuerzo en columnas.[22]

$$0.01 \leq \frac{\rho_g}{A_g} \leq 0.03$$

Siendo:

- ρ_g : Área de refuerzo longitudinal columna
- A_g : Área bruta de la sección de la columna

N+0.18 – N+5.58

$$0.01 \leq \frac{20.36\text{cm}^2}{45\text{cm} * 45\text{cm}} \leq 0.03$$

$$0.01 \leq 0.01005 \leq 0.03$$

CUMPLE

N+5.58 – N+10.98

$$0.01 \leq \frac{18.22\text{cm}^2}{40\text{cm} * 40\text{cm}} \leq 0.03$$

$$0.01 \leq 0.0114 \leq 0.03$$

CUMPLE

N+10.98 – N+13.68

$$0.01 \leq \frac{19.09\text{cm}^2}{35\text{cm} * 35\text{cm}} \leq 0.03$$

$$0.01 \leq 0.0156 \leq 0.03$$

CUMPLE

Tras haber calculado la cuantía de las columnas en cada piso, se pudo evidenciar que todas están dentro del rango establecido por la norma.

DEMANDA/CAPACIDAD

En el software Ingenieril se comprobó este chequeo que hace referencia a la carga que actúa y la carga que resiste la columna. Esta relación debe ser menor a la unidad, caso contrario no será capaz de soportar dichas cargas actuantes.

En la Imagen 32 se puede ver la relación demanda/capacidad del pórtico del eje 1 que fue el que presentó mayor demanda.

Imagen 32: Relación demanda/capacidad del pórtico del eje 1



Fuente: Software Ingenieril

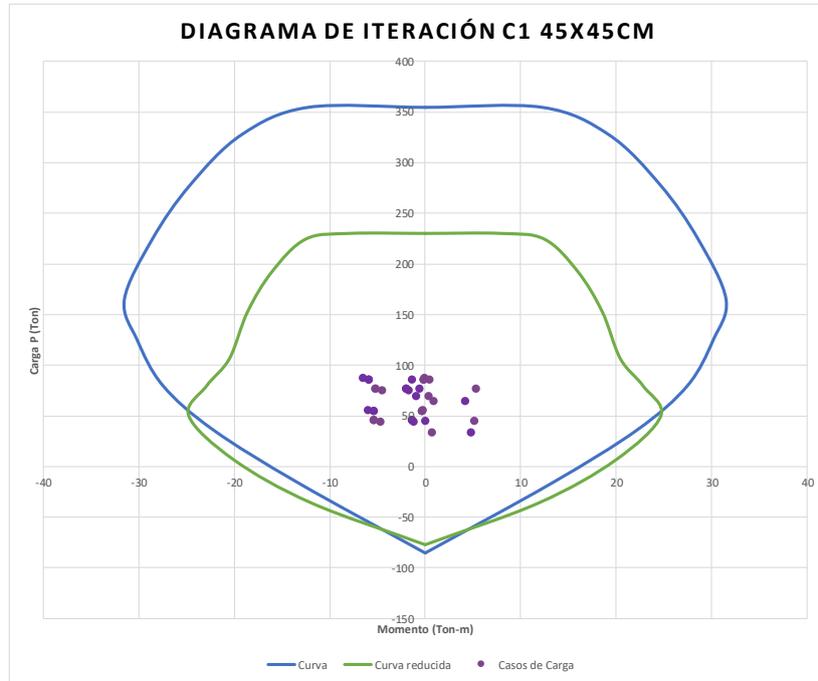
Como se puede ver en la Imagen 34 la columna del eje 1-A es la única en toda la estructura que falla, pues la relación supera la unidad que es el límite. Esta columna requiere el 0.95 % adicional de capacidad para poder resistir la demanda impuesta.

DIAGRAMA DE ITERACIÓN

La representación del diagrama de iteración es la combinación de momentos y carga axial actuante, que se refieren a la relación que tiene directamente con el fallo de la columna. De manera concreta, este diagrama permite comprobar si las cargas aplicadas en la columna van a ser soportadas de manera correcta y sin llegar al colapso.

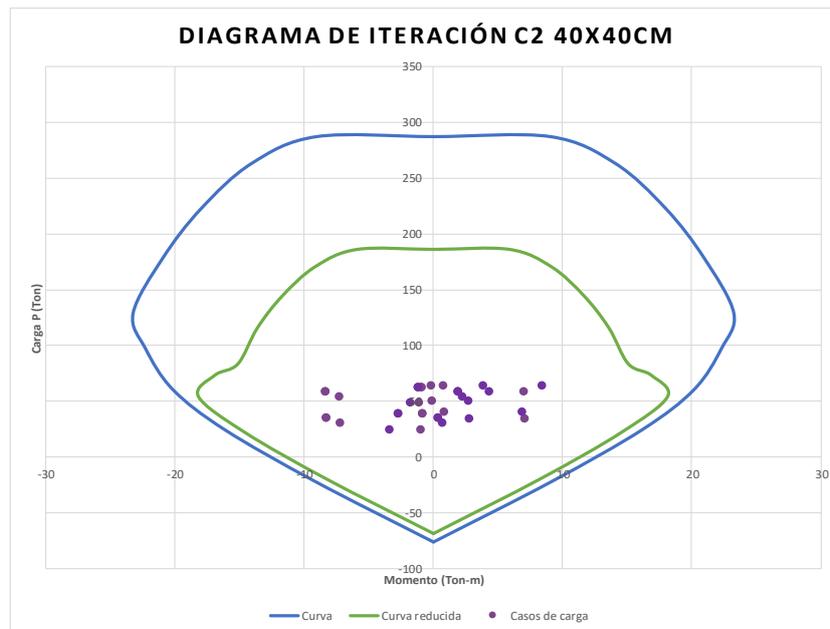
Todos los tipos de columnas fueron analizadas de acuerdo con las combinaciones de carga mencionadas en la sección de “Elementos Estructurales”. Se colocó tres diagramas debido a que hay ese número de cambio de secciones en columnas.

Imagen 33: Diagrama de Iteración C1 45X45cm



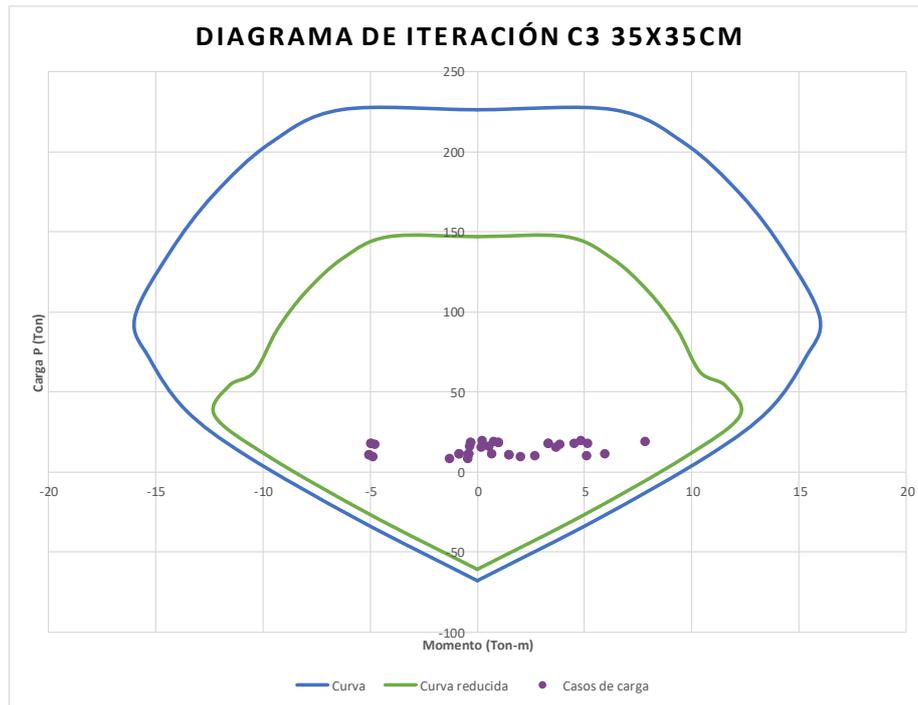
Fuente: Autor

Imagen 34: Diagrama de Iteración C2 40X40cm



Fuente: Autor

Imagen 35: Diagrama de Iteración C3 35X35cm



Fuente: Autor

En los tres diagramas presentados anteriormente se puede evidenciar que las columnas resisten a las combinaciones de carga propuestas al estar dentro de la curva reducida.

Columna Fuerte – Viga débil

El principio de columna fuerte – viga débil, es uno de los más importantes en el diseño sísmico resistente. Debido a que, se debe generar una falla por flexión en la viga y después debe fallar la columna. Se debe cumplir la relación que la división entre los momentos de la columna y los momentos de las vigas sea mayor a 1.2, para ello se realizó el cálculo presentado en la zona de metodología en hojas de Excel:

Tabla 28: Columna fuerte - viga débil

Vigas			Columna			CF-VD		
f'c	210	kg/cm ²	ancho	45	cm	ΣM col	31.79	Ton-m
f'y vs	4200	kg/cm ²	prof	45	cm	ΣM vig	20.49	Ton-m
b	35	cm	var a	3	u	Rel	1.55	OK
rec	2.5	cm	φ longit	18	mm			
h def	30	cm	φ esq	18	mm			
d	25.80	cm	φ estr	10	mm			
As t(-)	12.06	cm ²	d	40.60	cm			
As t(+)	6.03	cm ²	d'	4.40	cm			
Mnb1	13.13	Ton-m	c	24.36	cm			
Mnb2	7.37	Ton-m	ΣMnc	31.79	Ton-m			
ΣMnb	20.49	Ton-m						

Fuente: Autor

A través de la tabla 28 se evidencia que el principio de columna fuerte – viga débil cumple, en los elementos analizados que mayor demanda presentaban anteriormente.

Nudo Fuerte – Viga débil

El nudo es uno de los elementos más importantes en el sistema estructural de un edificio, hay que garantizar el correcto diseño de este para un correcto comportamiento del edificio. Se debe cumplir la relación $V_n > V_j$, para ello se realizó el cálculo presentado en la zona de metodología en hojas de Excel:

Tabla 29: Nudo fuerte - viga débil

Nudo Fuerte - Viga Debil					
Datos			Cálculos		
fy vs	4200	kg/cm2	T1	63.32	Ton
As t(-)	12.06	cm2	T2	31.66	Ton
As t(+)	6.03	cm2	Vcol	7.59	Ton
b viga	35	cm	Vj	87.38	Ton
h def	30	cm	α	5.30	
b colum	0.45	m	Vn	117.51	Ton
he	2.70	m	OK		
Mnb1	13.13	Ton-m	b colum	0.45	m
Mnb2	7.37	Ton-m	h def	30	cm
			V hz	OK	

A través de la tabla 29 se evidencia que el principio de nudo fuerte – viga débil cumple, en los elementos analizados que mayor demanda presentaban anteriormente.

Análisis no lineal de la estructura condiciones actuales

A continuación se presenta una serie de pasos necesarios para poder cumplir con el análisis estático no lineal Push Over de la Edificación ACT Consultores.

Cuantía de acero en vigas y columnas

De acuerdo con la sección “Acero de refuerzo de los elementos estructurales” del presente documento se colocó las cuantías de vigas y columnas en el Software Ingenieril, tal y como está estipulado en los planos estructurales.

Carga gravitacional no lineal

En el software Ingenieril se colocó un estado de carga gravitacional no lineal que permite a la estructura entre en estado de deformación antes de que se apliquen las cargas laterales propiciadas por el sismo. De acuerdo con la norma FEMA 356 en el apartado 3.2.8 menciona la combinación de carga no lineal entre el 100% de la carga muerta (CM) y el 25% de la carga viva (CV).

Cálculo de la longitud de rótulas plásticas

Las rótulas plásticas son capaces de determinar la capacidad que tiene un elemento estructural, para ello se debe calcular la longitud que tienen. Estos elementos son ubicados en las caras de los apoyos tanto en vigas como en columnas. A continuación se presentan tablas resumen, con el cálculo de las longitudes de rótulas plásticas en la parte izquierda y derecha de la viga. Como la edificación presenta tres cambios de sección referente a las columnas se realizó el cálculo para estas tres columnas tipos. Por otro lado con respecto a la columna el cálculo en la parte superior e inferior de la misma. Estos valores serán ingresados en el software Ingenieril tabla 30-33:

Tabla 30: Longitud de rótulas plásticas en vigas con columnas de 45cm

COL (cm)	Sentido	Ejes (m)	Lp (m)	Li %	Lj %
45	X	4.44	0.370	0.0834	0.9166
		5.49	0.454	0.0828	0.9172
		5.34	0.442	0.0828	0.9172
	Y	3.98	0.334	0.0838	0.9162
		3.57	0.301	0.0842	0.9158
		5.57	0.461	0.0827	0.9173

Fuente: Autor

Tabla 31: Longitud de rótulas plásticas en vigas con columnas de 40cm

COL (cm)	Sentido	Ejes (m)	Lp (m)	Li %	Lj %
40	X	4.44	0.369	0.0830	0.9170
		5.49	0.453	0.0824	0.9176
		5.34	0.441	0.0825	0.9175
	Y	3.98	0.332	0.0834	0.9166
		3.57	0.299	0.0838	0.9162
		5.57	0.459	0.0824	0.9176

Fuente: Autor

Tabla 32: Longitud de rótulas plásticas en vigas con columnas de 35cm

COL (cm)	Sentido	Ejes (m)	Lp (m)	Li %	Lj %
35	X	4.44	0.367	0.0826	0.9174
		5.49	0.451	0.0821	0.9179
		5.34	0.439	0.0822	0.9178
	Y	3.98	0.330	0.0830	0.9170
		3.57	0.297	0.0833	0.9167
		5.57	0.457	0.0821	0.9179

Fuente: Autor

Tabla 33: Longitud de rótulas plásticas en columnas

Piso	Altura entre piso (m)	Lp (m)	Li %	Lj %
1	2.70	0.231	0.0856	0.9144
2	2.70	0.231	0.0856	0.9144
3	2.70	0.229	0.0850	0.9150
4	2.70	0.229	0.0850	0.9150
5	2.70	0.228	0.0844	0.9156

Fuente: Autor

Niveles de Amenaza Sísmica

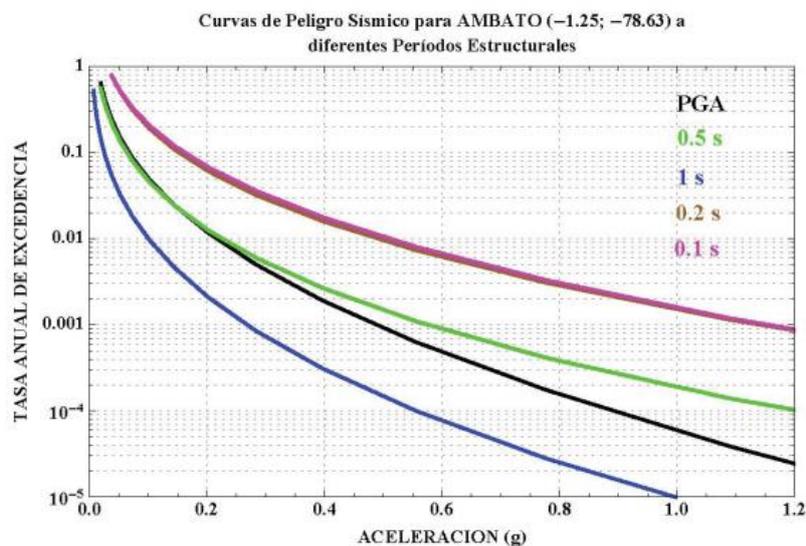
Para poder determinar el desempeño de la estructura ACT Consultores es necesario definir los diferentes niveles de amenaza sísmica, los cuales vienen representados en forma de espectros proporcionados por la NEC-SE-DS-2015 [12].

Tabla 34: Niveles de amenaza sísmica

Nivel de sismo	Probabilidad de excedencia 50 años	Periodo de retorno (Tr) en años	Tasa de excedencia (1/Tr)	PGA Rock de Ambato
Frecuente	50%	72	0.01389	0.2
Ocasional	20%	225	0.00444	0.31
Raro	10%	475	0.00211	0.4
Muy raro	2%	2500	0.00040	0.65

Fuente: [12]

Imagen 36: Curva de peligro sísmico para la ciudad de Ambato



Fuente: [12]

A través de la Imagen 36 correspondiente a las curvas de peligro sísmico se determinó los factores de zona (Z) para su respectivo sismo y el tipo de suelo que sería prácticamente el mismo, como se presenta en la Tabla 16.

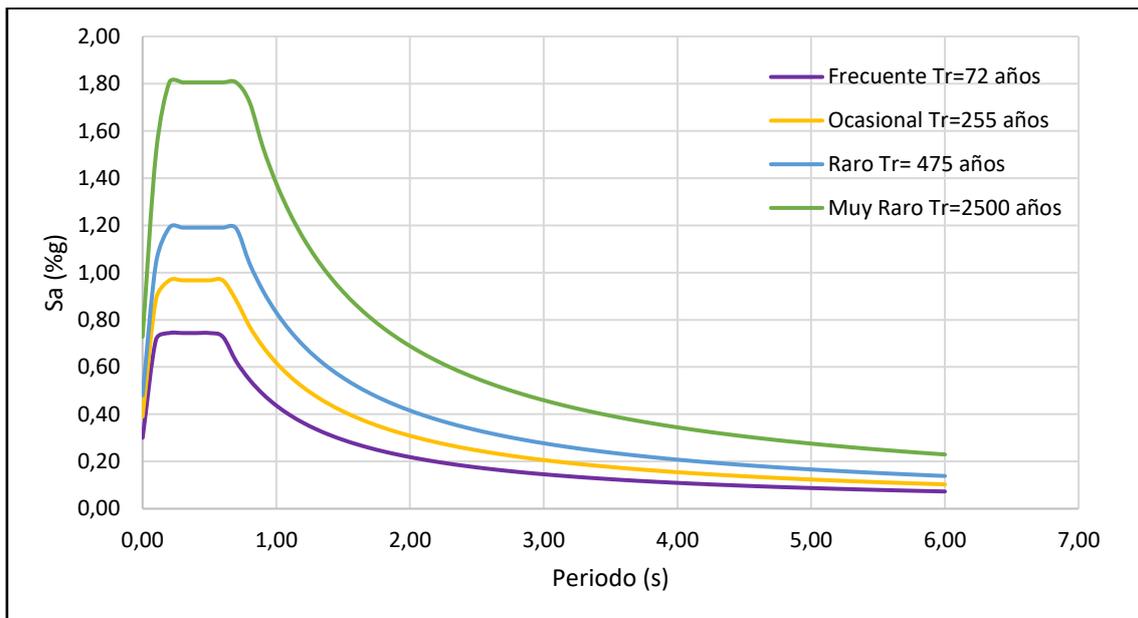
Los valores de la Tabla 35 se colocaron en el software Ingenieril para determinar los espectros de acuerdo con los diferentes niveles de amenaza sísmica.

Tabla 35: Parámetros para los espectros de demanda

Sismo	n	Suelo	Z	Factores de sitio					
				Fa	Fd	Fs	r	Tc	To
Frecuente	2.48	D	0.2	1.5	1.54	1.04	1.00	0.59	0.11
Ocasional	2.48		0.3	1.3	1.36	1.11	1.00	0.64	0.12
Raro	2.48		0.4	1.2	1.19	1.28	1.00	0.70	0.13
Muy raro	2.48		0.65	1.12	1.11	1.4	1.00	0.76	0.14

Fuente: Autor

Imagen 37: Espectros elásticos con los diferentes niveles de amenaza sísmica



Fuente: Autor

Cargas Laterales no Lineales

Las cargas laterales no lineales cumplen la función de actuar una vez termine la deformación por carga gravitacional no lineal. Fueron añadidas en los dos sentidos del análisis X-Y, simulando un patrón de carga lateral triangular con el fin que la estructura colapse.

Resultados del análisis no lineal de la estructura condiciones actuales

Formación de rótulas plásticas

A continuación se presenta los valores entregados por el Software Ingenieril una vez realizado el análisis Push Over en los sentidos X -Y.

SENTIDO X

Tabla 36: Rótulas Plásticas sentido X

Paso	Nivel de Desempeño	Rótulas	Elemento	Fuerza (Ton)	d (cm)
2	IO - LS	11	Columnas	651.52	7.62
3	IO - LS	53	Columnas	883.84	12.8
	LS-CP	1			
4	IO - LS	73	Columnas	936.83	14.53
	LS-CP	2			
	>CP	1			
5	IO - LS	73	Columnas	701.83	12.12
	LS-CP	2			
	>CP	1			

Fuente: Autor

Siendo;

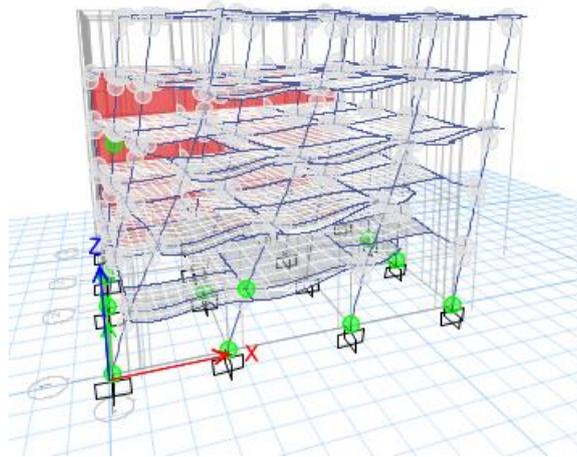
IO: Ocupación inmediata

LS: Seguridad de vida

CP: Prevención al colapso

De manera cronológica se presenta los pasos para la formación de las rotulas plásticas en el sentido X en el Software Ingenieril.

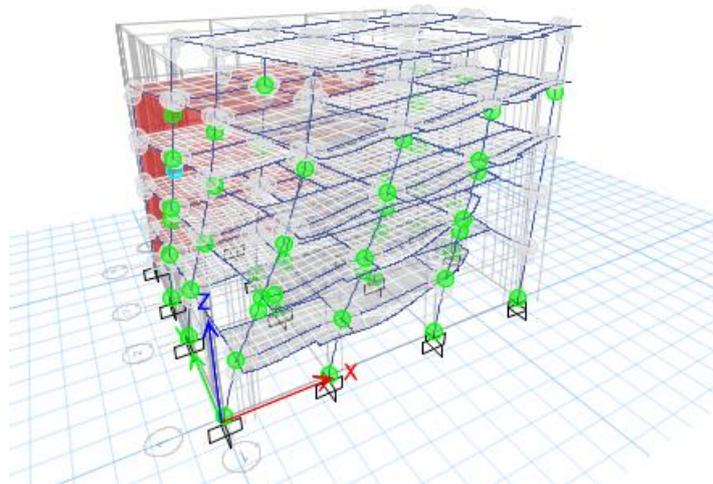
Imagen 38: Formación de rótulas plásticas (Paso 2) sentido X



Fuente: Software Ingenieril

Las primeras rótulas plásticas se forman en el segundo paso, destacando la presencia de 11 rótulas en columnas en el rango pertenecientes a “Ocupación Inmediata”.

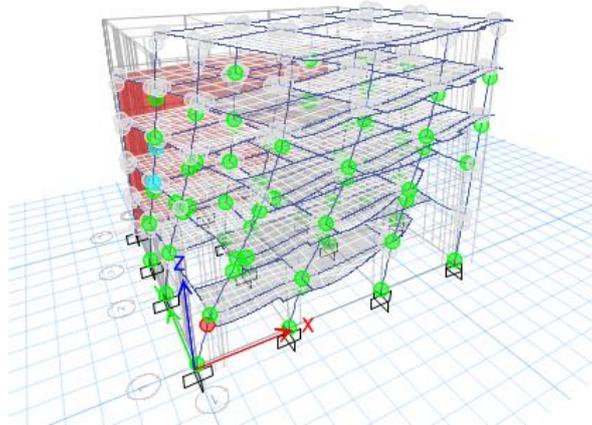
Imagen 39: Formación de rótulas plásticas (Paso 3) sentido X



Fuente: Software Ingenieril

En el tercer paso con un desplazamiento de 12.8 cm, sigue incrementando el número de rótulas plásticas en la edificación en el rango de “Ocupación Inmediata – Seguridad de Vida” a 53.

Imagen 40: Formación de rótulas plásticas (Paso 4) sentido X



Fuente: Software Ingenieril

En el último paso tiene un desplazamiento de 14.53 cm, continúa incrementando el número de rótulas plásticas en la edificación en el rango de “Ocupación Inmediata – Seguridad de Vida” a 73. Además apareció rótulas en el rango de “Prevención de Colapso”.

SENTIDO Y

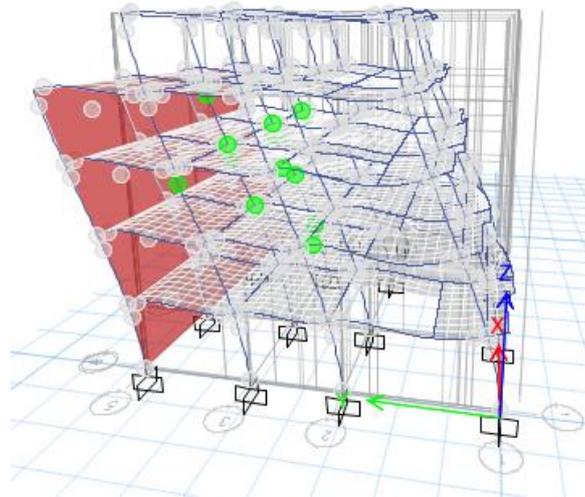
Tabla 37: Rótulas Plásticas sentido Y

Paso	Nivel de Desempeño	Rótulas	Elemento	Fuerza (Ton)	d (cm)
4	IO - LS	15	Columnas	462.63	16.09
5	IO - LS	38	Columnas	543.51	21.1
	>CP	1			
6	IO - LS	49	Columnas	580.9	24.1
	>CP	2			

Fuente: Autor

De manera cronológica se presenta los pasos para la formación de las rotulas plásticas en el sentido Y en el Software Ingenieril.

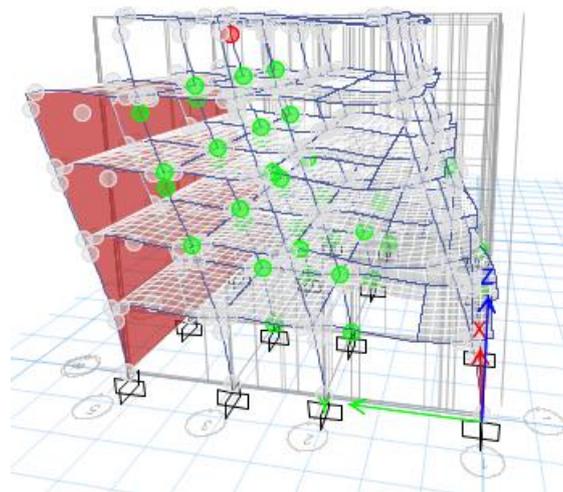
Imagen 41: Formación de rótulas plásticas (Paso 4) sentido Y



Fuente: Software Ingenieril

Las primeras rótulas plásticas se forman en el cuarto paso en varios niveles con un desplazamiento igual a 16.09 cm, destacando la presencia de 15 rótulas que se encuentran en el rango de “Ocupación Inmediata – Seguridad de Vida”.

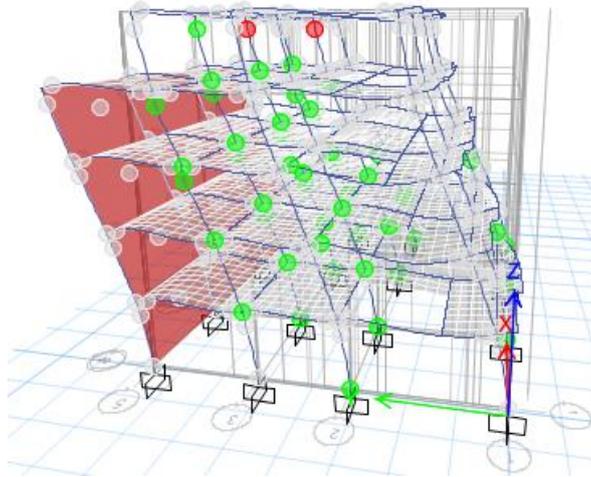
Imagen 42: Formación de rótulas plásticas (Paso 5) sentido Y



Fuente: Software Ingenieril

En el quinto paso es más notorio la presencia de rótulas plásticas en todos los niveles de la estructura con un desplazamiento de 21.1 cm, aumentando a 1 la cantidad de rótulas plásticas que el anterior paso en el rango de “Prevención de Colapso” e igual con el aumento de 38 rótulas en el rango de “Ocupación Inmediata – Seguridad de Vida”.

Imagen 43: Formación de rótulas plásticas (Paso 6) sentido Y



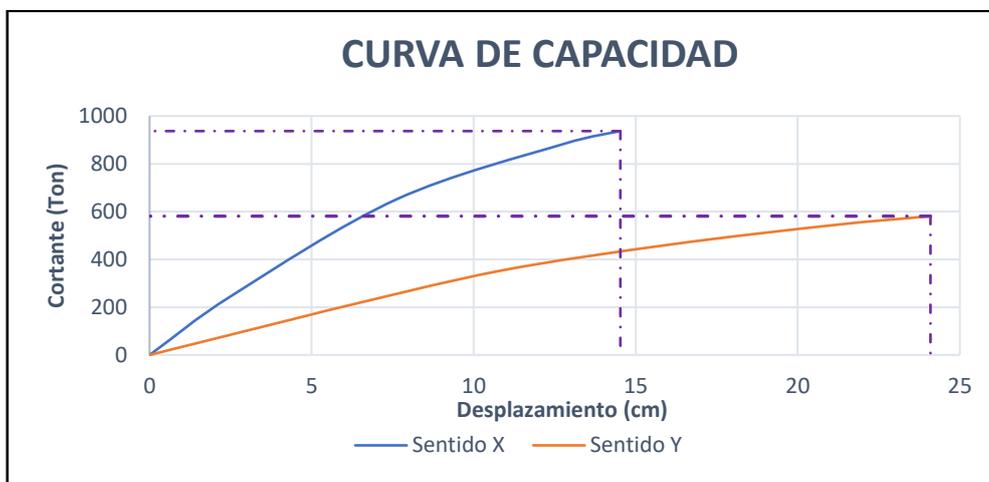
Fuente: Software Ingenieril

En el sexto paso con un desplazamiento de 24.1 cm, sigue incrementando el número de rótulas plásticas en la edificación en el rango de “Ocupación Inmediata – Seguridad de Vida” a 49. Y por último con 2 rótulas en el rango de “Prevención de Colapso” del paso anterior.

Curva de capacidad

La curva de capacidad relaciona el desplazamiento en el último nivel de la estructura con el cortante total de la base. Los valores que se describen a continuación indican la máxima capacidad que posee la estructura, cargas mayores a las indicadas provocarán el colapso de esta.

Imagen 44: Curva de Capacidad (No linealidad)



Fuente: Autor

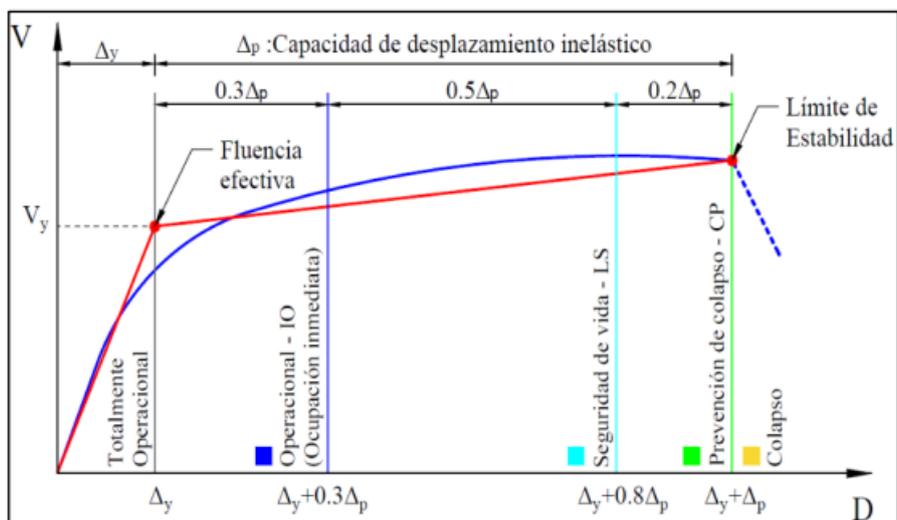
La curva de capacidad en el sentido X, cuenta con un valor de cortante último de 936.83 Ton acompañado de un desplazamiento de 14.53 cm. La estructura pasa al rango no lineal cuando está sometida a una carga de 313.98 Ton con un desplazamiento de 11.91 cm.

Por su parte la curva de capacidad del sentido Y, tiene un valor de cortante último de 459.99 Ton con un desplazamiento de 24.3 cm. A su vez la estructura entra al rango no lineal cuando está sometida a una carga de 361.55 Ton con un desplazamiento de 11.91 cm.

Punto de desempeño

Para calificar el nivel de desempeño que tuvo la edificación se ejecutó a través de la norma ACT-40 realizando una sectorización de la representación bilineal de la curva obtenida de capacidad, fraccionando el desplazamiento tal y como se puede observar en la Imagen 50.

Imagen 45: Representación bilineal a través de sectorización



Fuente: J. Choque. (2019)

Mediante el Software Ingenieril se obtuvo los valores de desempeño para cada demanda sísmica con sus respectivos desplazamientos y cortantes. Se los agrupó en las siguientes tablas de acorde al sentido de análisis:

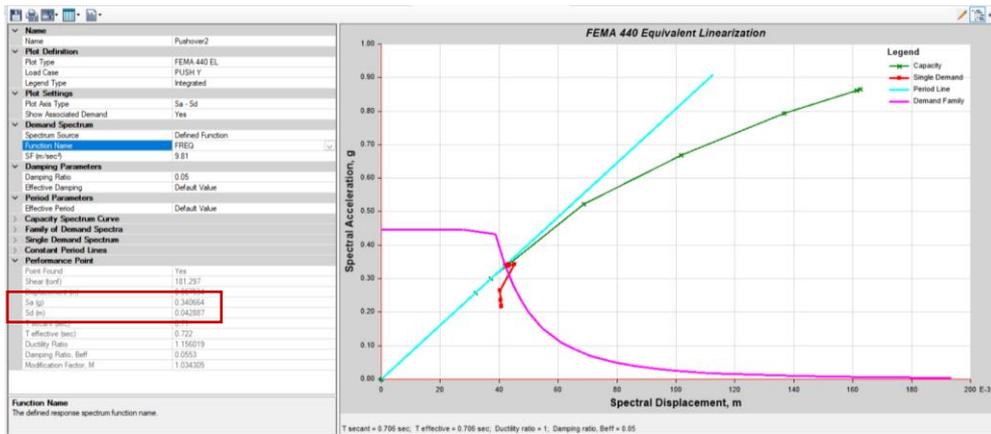
SENTIDO X-X

Tabla 38: Puntos de desempeño sentido X-X

Sentido	Demanda Sísmica	d (cm)	Fuerza (Ton)
X-X	Frecuente	2.5	244.9
	Ocasional	4.28	386.44
	Raro	7.62	651.05
	Muy raro	0	0

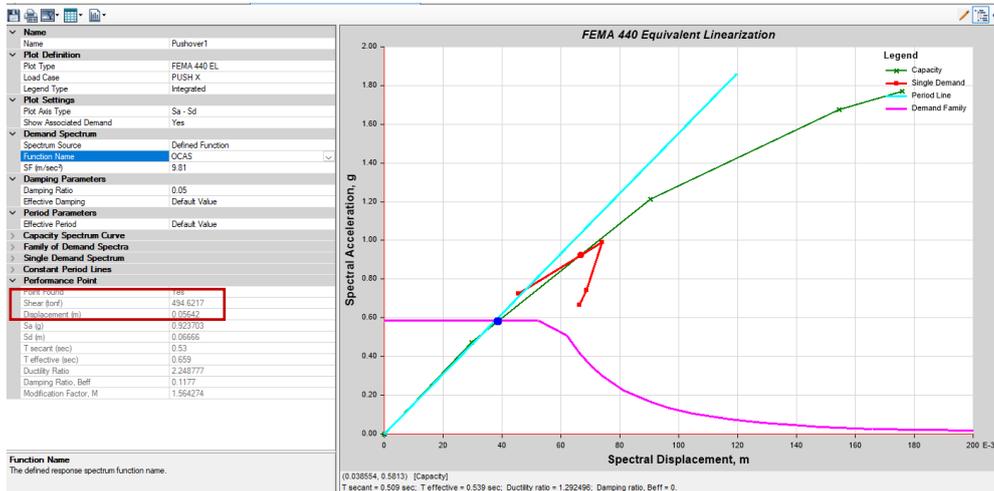
Fuente: Autor

Imagen 46: Punto de desempeño para una demanda frecuente $T_r=72$ años



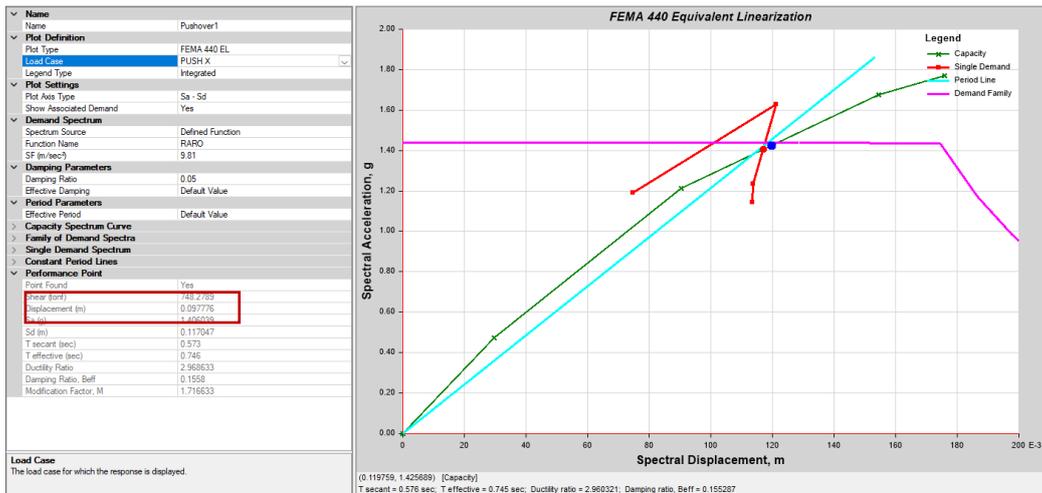
Fuente: Software Ingenieril

Imagen 47: Punto de desempeño para una demanda ocasional $T_r=225$ años



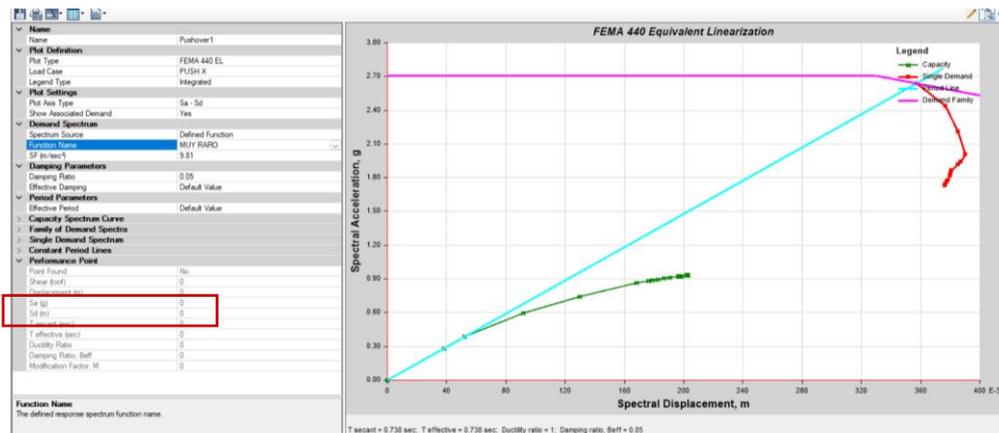
Fuente: Software Ingenieril

Imagen 48: Punto de desempeño para una demanda raro $T_r=475$ años



Fuente: Software Ingenieril

Imagen 49: Punto de desempeño para una demanda muy rara $T_r=2500$ años



Fuente: Software Ingenieril

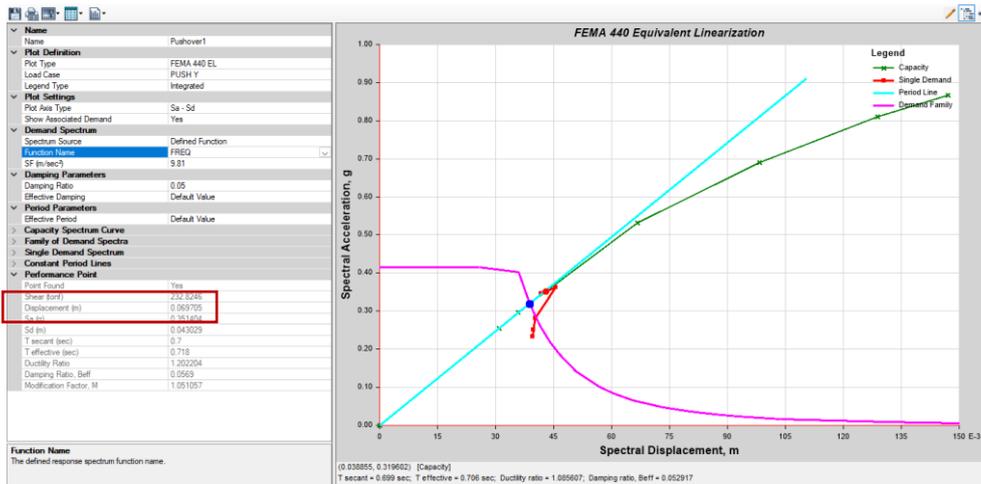
SENTIDO Y-Y

Tabla 39: Puntos de desempeño sentido Y-Y

Sentido	Demanda Sísmica	d (cm)	Fuerza (Ton)
Y-Y	Frecuente	7.68	258.6
	Ocasional	12.72	392.25
	Raro	24.1	580.9
	Muy raro	0	0

Fuente: Autor

Imagen 50: Punto de desempeño para una demanda frecuente $Tr=72$ años



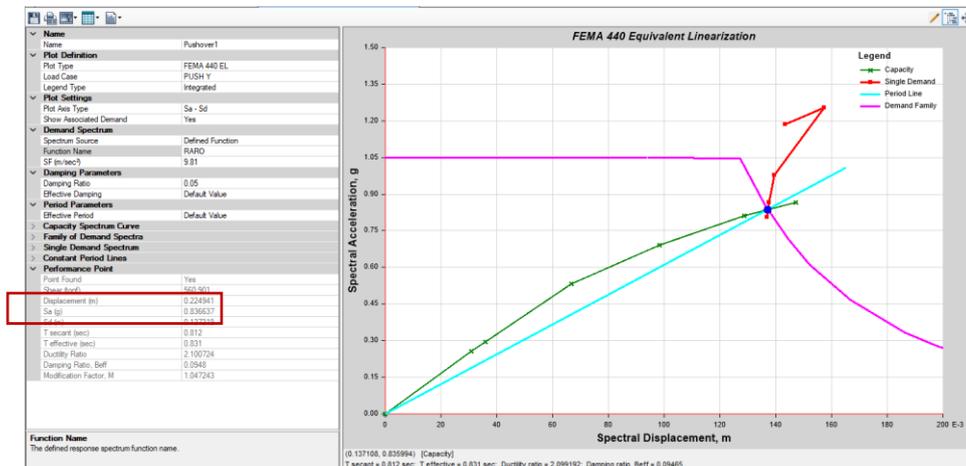
Fuente: Software Ingenieril

Imagen 51: Punto de desempeño para una demanda ocasional $Tr=225$ años



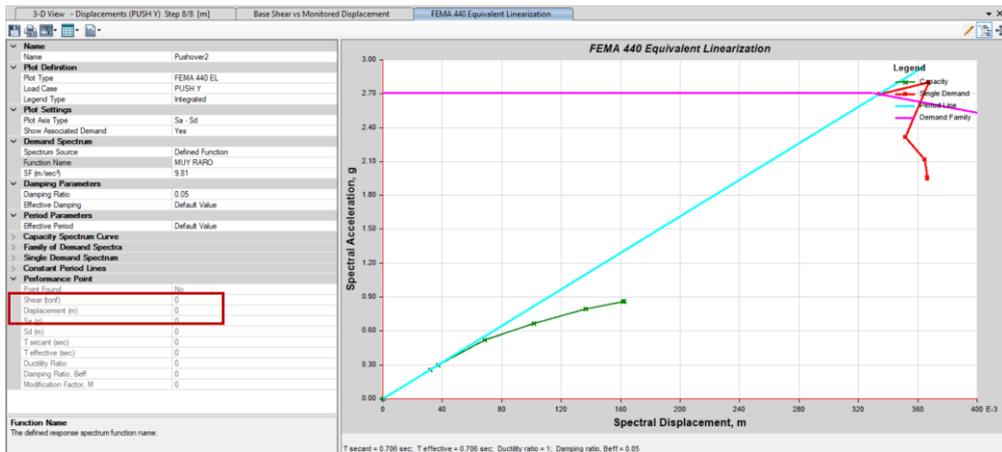
Fuente: Software Ingenieril

Imagen 52: Punto de desempeño para una demanda raro $Tr=475$ años



Fuente: Software Ingenieril

Imagen 53: Punto de desempeño para una demanda muy rara $T_r=2500$ años



Fuente: Software Ingenieril

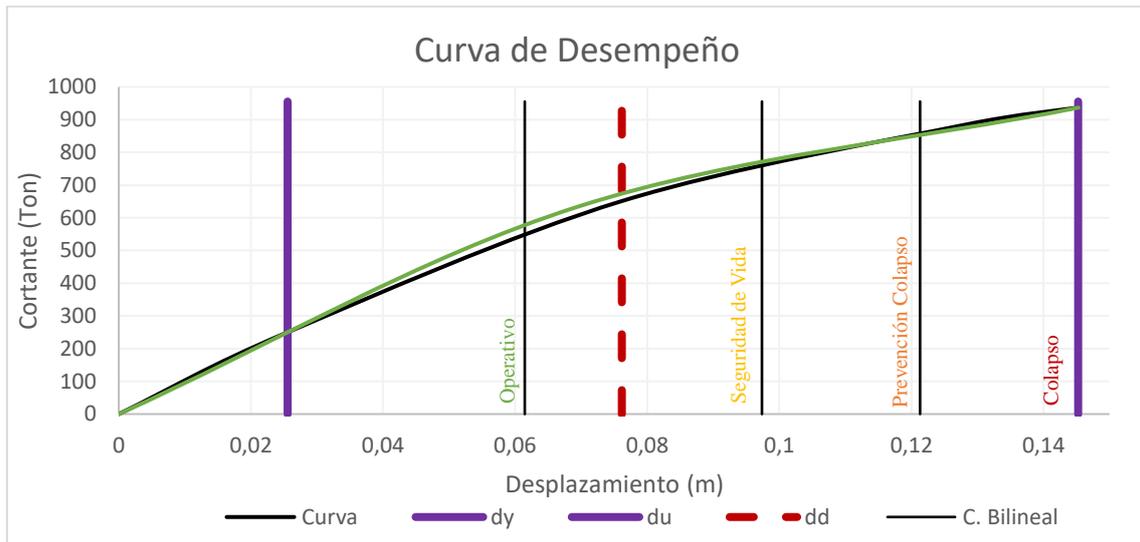
Evaluación del desempeño sísmico método FEMA 440

A través del programa Excel se realizó gráficas que representan el comportamiento de la estructura antes los niveles de amenaza anteriormente mencionados para los sentidos X-Y.

SENTIDO X-X

Nivel de amenaza “Raro”:

Imagen 54: Curva de desempeño para un nivel de amenaza "Raro" $T_r=475$ años



Fuente: Autor

Para un nivel de amenaza “Raro” se obtiene que la edificación se encuentra en un nivel “Seguridad de Vida”, considerando que se debe rehabilitar con reserva (58%) de ductilidad para otros eventos sísmicos posteriores.

Por añadidura, se colocó los niveles de desempeño esperados y calculados para los diferentes niveles de amenaza presentado por el Comité Visión 2000.

Tabla 40: Niveles de desempeño actuales y esperados Sentido X-X

Demanda Sísmica	Niveles de Desempeño				
	Totalmente Operativo	Operativo	Seguridad de Vida	Prevención al Colapso	Colapso
Frecuente	X				
Ocasional		X			
Raro			X		
Muy raro				X	
	Nivel actual del edificio				
X	Niveles esperado de construcciones básicas (oficinas)				

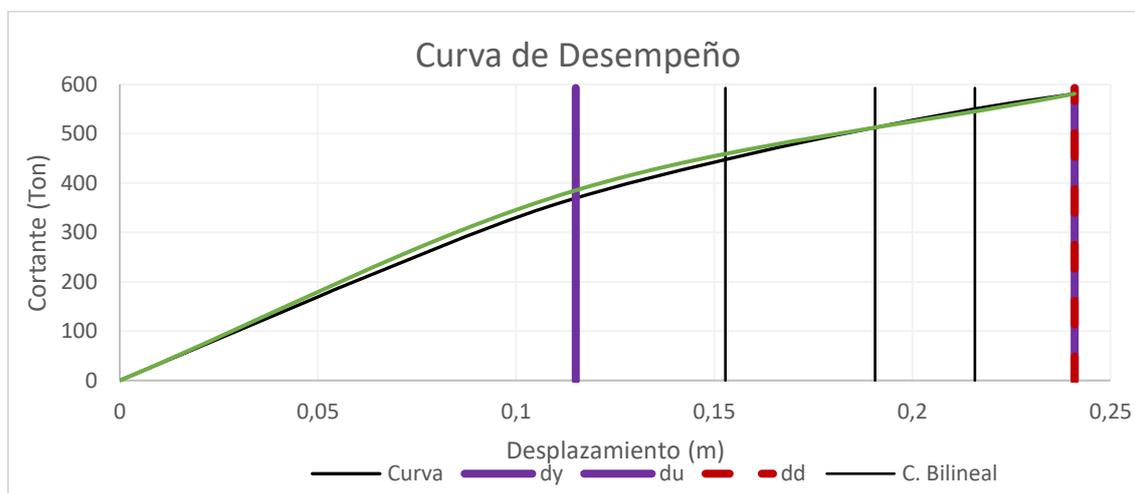
Fuente: Autor

Según la tabla 40 se puede evidenciar que la edificación cumple con los niveles de desempeño esperados para construcciones básicas como oficinas solo para una demanda “Frecuente-Ocasional y Raro”, mientras que en el restante sobrepasa un nivel a lo esperado.

SENTIDO Y-Y

Nivel de amenaza “Raro”:

Imagen 55: Curva de desempeño para un nivel de amenaza "Raro" $T_r=475$ años



Fuente: Autor

Para un nivel de amenaza “Raro” se obtiene que la edificación se encuentra en un nivel “Colapso”, considerando ya como derrocamiento debido a que ya no tiene reserva (0%) de ductilidad para otros eventos sísmicos posteriores.

Por añadidura, se colocó los niveles de desempeño esperados y calculados para los diferentes niveles de amenaza presentado por el Comité Visión 2000.

Tabla 41: Niveles de desempeño actuales y esperados Sentido Y-Y

Demanda Sísmica	Niveles de Desempeño				
	Totalmente Operativo	Operativo	Seguridad de Vida	Prevención al Colapso	Colapso
Frecuente	X				
Ocasional		X			
Raro			X		
Muy raro				X	
	Nivele actual del edificio				
X	Niveles esperado de construcciones básicas (oficinas)				

Fuente: Autor

Según la tabla 41 se puede evidenciar que la edificación cumple con los niveles de desempeño esperados para construcciones básicas como oficinas solo para una demanda “Frecuente” y “Ocasional”, mientras que en los demás sobrepasa a lo esperado.

3.1.3 Fase 3: Reforzamiento estructural

Propuesta de Reforzamiento

Para el presente trabajo experimental se propone un refuerzo a nivel estructural en la edificación, con la inclusión de muros estructurales en puntos estratégicos, debido al ser un método muy conocido en la fase constructiva por la mano de obra. También se propone separa el muro de contención y a la vez anclar para no afectar sus funciones. La estructura al ser reforzada mejorará su comportamiento estructural ante diferentes demandas sísmicas.

Después de haber verificado en la fase anterior la debilidad de la estructura, esta sufre graves problemas de periodo de vibración, sobrepasando el límite en un 1.15%. A la vez presentando torsión en el primer y tercer modo de vibrar, excediendo el límite de 30% para ser considerado traslacional. También las derivas no son las ideales en sus análisis estático y dinámico superando el 2% establecido por la NEC-DS-SE 2015.

A través del análisis no lineal se evidenció que, si la estructura se enfrenta a una demanda sísmica “Raro” y “Muy Raro” tanto en X como Y, su punto de desempeño es prácticamente el colapso.

Con la rehabilitación estructural lo que se trata es de lograr un punto de desempeño adecuado tratando por completo que no se ubique en “Colapso”. Que mantenga

“Seguridad de Vida” ante una demanda sísmica “Raro” con un periodo de retorno de 475 años.

Dicho esto, se propone muros estructurales con las siguientes características:

Tabla 42: Dimensiones de los muros estructurales

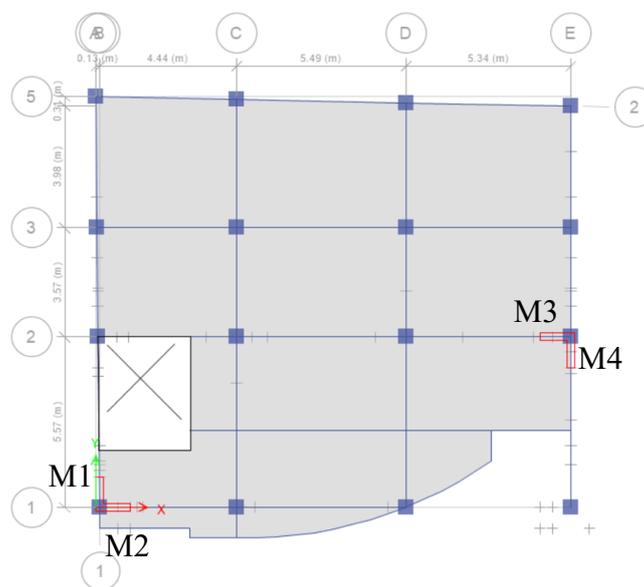
Muro	F'c (kg/cm ²)	Longitud (m)	Espesor (m)
M1	210.00	1.00	0.25
M2	210.00	1.00	0.25
M3	210.00	1.00	0.25
M4	210.00	1.00	0.25

Fuente: Autor

La inclusión de los muros estructurales fue en zonas estratégicas donde la estructura requería, se hicieron varias iteraciones hasta encontrar la ideal donde presenta un mejor comportamiento estructural.

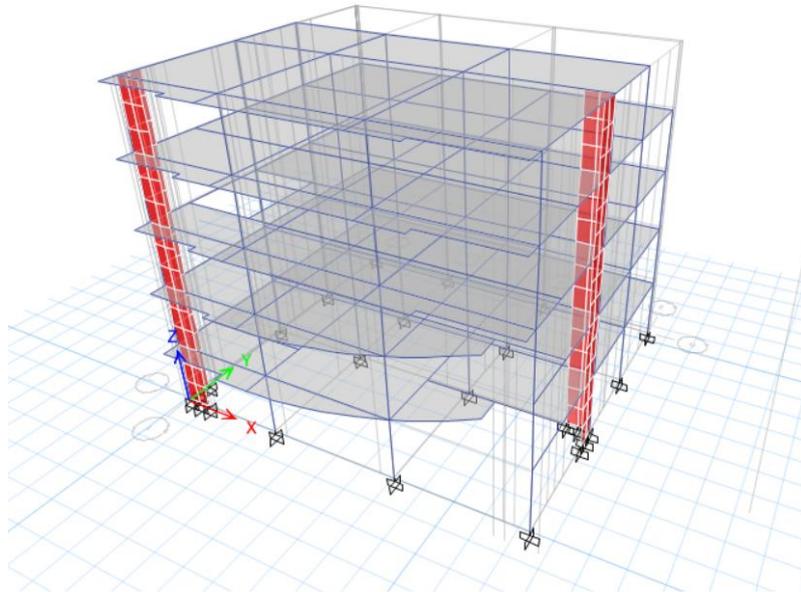
Fue importante ubicar el centro de masas en cada piso, debido a la presencia de ductos la distribución de los muros finalmente quedó como se presenta en las Imágenes 56-57:

Imagen 56: Distribución de muros estructurales en planta



Fuente: Autor

Imagen 57: Distribución de muros estructurales en 3D



Fuente: Autor

Resultados de la Propuesta de Reforzamiento

Después de haber reforzado la estructura se revisó que cumplan todos los chequeos mencionados en la fase anterior.

Periodo de vibración

Una vez corrido el Software Ingenieril, se procedió a revisar el periodo fundamental de la estructura, en la Tabla 43 se muestra los resultados:

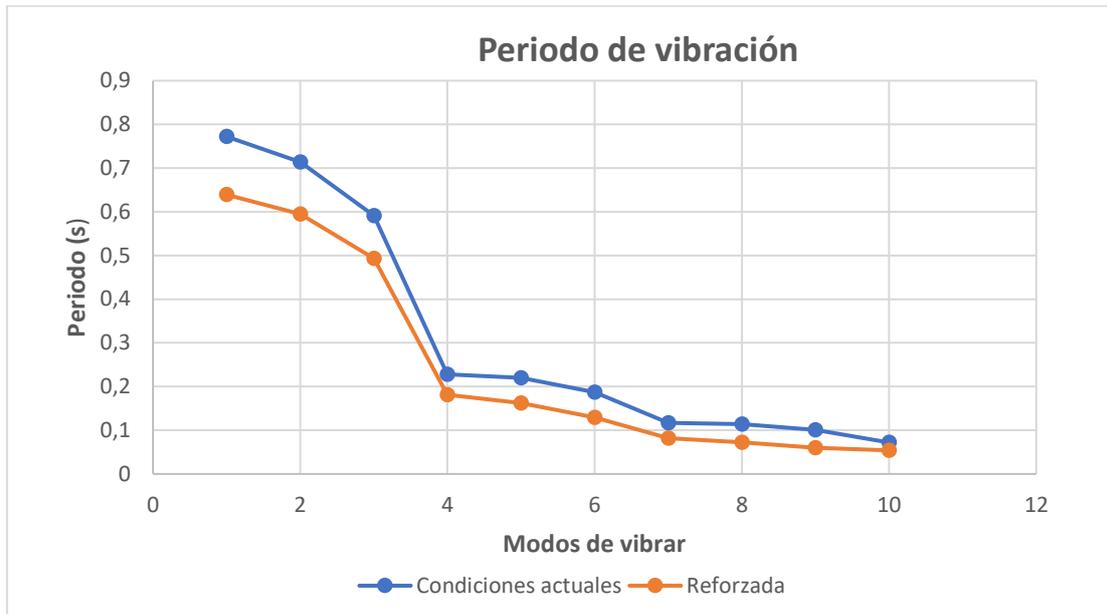
Tabla 43: Periodo de vibración de la estructura reforzada

CHEQUEO : PERIODO DE VIBRACIÓN		
Ta1	0.5792	Ta2 <= 1.3 (Ta1)
Ta2 (Etabs)	0.639	
Ta(max)	0.7530	
OK		

Fuente: Autor

El nuevo periodo de vibración de la estructura reforzada es de 0.639s, siendo mucho menor al máximo de 0.753s. A su vez en la Imagen 58 se relaciona el periodo de vibración actual vs el reforzado, evidenciando la mejoría que tiene la nueva estructura.

Imagen 58: Relación del periodo de vibración actual y reforzado



Fuente: Autor

Torsión en planta

Se revisó si la estructura reforzada presenta en los dos primeros modos de vibrar un movimiento traslacional y el tercero sin importar que fuera rotacional.

Tabla 44: Porcentaje de torsión estructura reforzada

CHEQUEO: PORCENTAJE DE TORSIÓN						
Mode	RX	RY	RZ	Suma R	% Torsión	Condición
1	0.09570	0.19000	0.00670	0.29	2.29%	Traslación
2	0.19510	0.10330	0.00160	0.30	0.53%	Traslación
3	0.00010	0.00330	0.73390	0.74	99.54%	Rotación

Fuente: Autor

En la Tabla 44 se verifica que los dos primeros modos de vibrar de la estructura reforzada presentan un movimiento traslacional menor al 30% de la relación establecida y por otro lado como era previsto el tercer modo con rotación pura.

Masa Acumulada

Como se puede observar en la Tabla 45 en las direcciones X-Y, la masa acumulada está presente en el séptimo modo de vibrar con el 90%, cumpliendo así lo establecido dentro de este chequeo.

Tabla 45: Acumulación de la masa modal de la estructura reforzada

CHEQUEO: ACUMULACIÓN DE LA MASA PARTICIPATIVA		
Mode	SumUX	SumUY
1	0.4953	0.2601
2	0.7483	0.7527
3	0.7556	0.7527
4	0.8312	0.81
5	0.8906	0.8922
6	0.8946	0.8945
7	0.9331	0.9144
8	0.9506	0.9553
9	0.9509	0.9553
10	0.9552	0.9566

Fuente: Autor

Cortante basal Estático vs Cortante basal Dinámico

Mediante la Tabla 46 se puede apreciar la relación entre el cortante basal estático y dinámico en dirección X-Y, donde cumplen con el chequeo debido a que en ningún sentido la relación es menor a 85% para estructuras irregulares.

Tabla 46: Relación entre el cortante basal estático y dinámico estructura reforzada

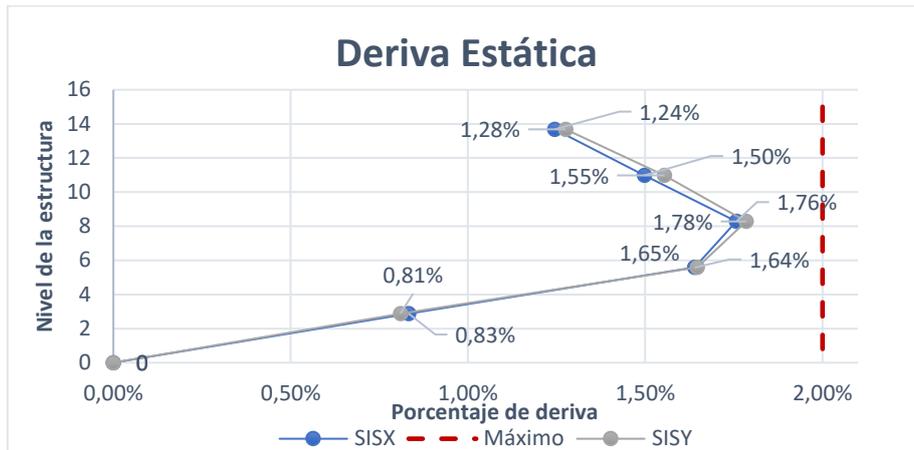
SENTIDO X			SENTIDO Y		
V estatico	148.20	Ton	V estatico	148.20	Ton
V dinámico	131.00	Ton	V dinámico	138.00	Ton
Relación	88.39	%	Relación	93.12	%
OK			OK		

Fuente: Autor

Derivas entre piso

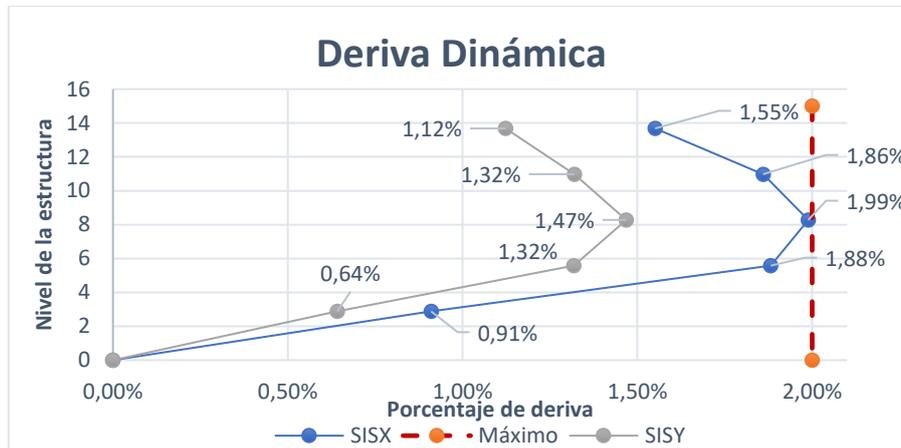
A continuación, se presenta en las Imágenes 59-60 las derivas entre piso por el caso estático y dinámico en ambas direcciones de estudio, en ninguno de los casos mencionados sobrepasa el límite estipulado por la norma NEC-SE-DS en el apartado 4.2.2, que deben ser menor a 2%.

Imagen 59: Deriva Estática SIS X – SIX Y



Fuente: Autor

Imagen 60: Deriva Dinámica SISD X – SIXD Y



Fuente: Autor

Análisis no lineal de la estructura reforzada

Al incluir muros de corte, se verificó cual es la incidencia en toda la estructura, que porcentaje de rigidez de la estructura absorben en cada piso la fuerza sísmica en base a la combinación de carga más crítica que fue SIS-X:

Tabla 47: Incidencia de rigidez de muros de corte SIS-X

Piso	Columnas (Ton)	Muros (Ton)	Total	Relación (%)
1	70.00	77.00	147.00	52.38
2	91.23	47.34	138.57	34.16
3	77.43	39.64	117.07	33.86
4	65.56	16.33	81.89	19.94
5	42.76	3.97	46.73	8.50

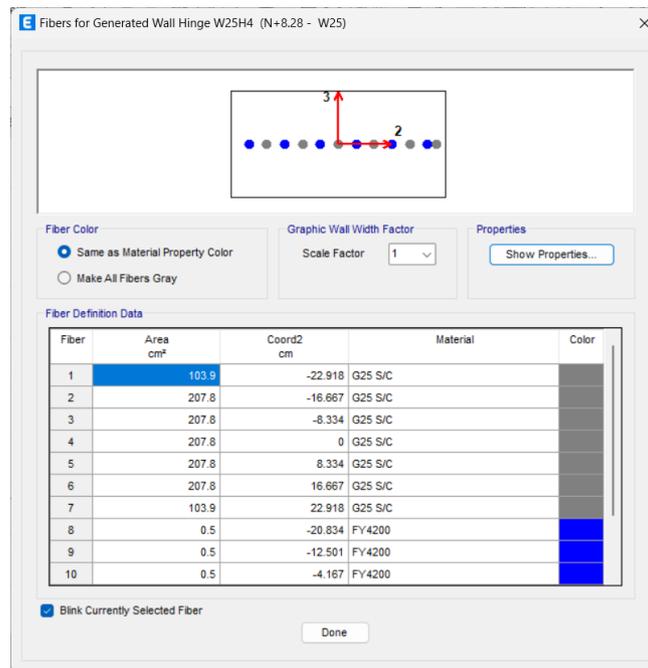
Fuente: Autor

A través de la Tabla 47 se puede observar que en la mayoría de los pisos del edificio los muros de corte absorben más del 30% de rigidez, entonces es fundamental tomarlos en cuenta en el análisis no lineal para acercarse más a la realidad del comportamiento de la estructura.

Formación de rótulas plásticas

Se asignó rótulas plásticas a los muros de corte por el método de fibras creadas automáticamente por Etabs a través de elementos Shell.

Imagen 61: Rótulas plásticas muro de corte



Fuente: Autor

A continuación, se presenta los valores entregados por el Software Ingenieril una vez realizado el análisis Push Over en los sentidos X -Y.

SENTIDO X

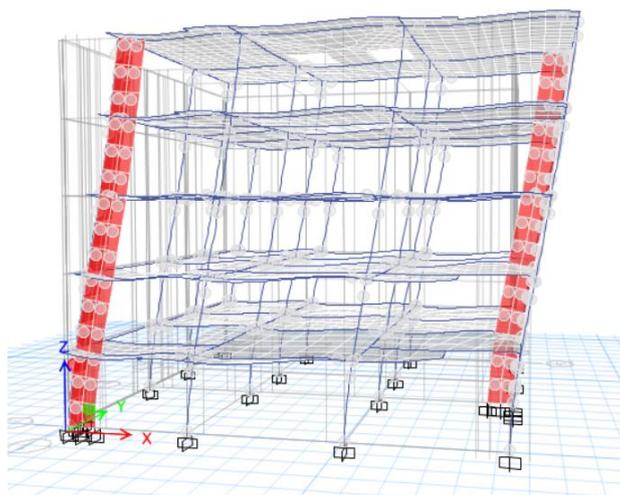
Tabla 48: Rótulas Plásticas sentido X

Paso	Nivel de Desempeño	Rótulas	Elemento	Fuerza (Ton)	d (cm)
4	IO - LS	1	Columna	345.99	10.49
	>CP	1	Muro		
7	IO - LS	23	Columna-Muro	476.29	17.34
	LS-CP	1	Muro		
	>CP	1	Columna		
8	IO - LS	31	Columna-Muro	512.5	19.6
	LS-CP	2	Muro		
	>CP	3	Columna		
10	IO - LS	42	Columna-Muro	563.47	23.43
	LS-CP	2	Muro		
	>CP	6	Columna		

Fuente: Autor

De manera cronológica se presenta los pasos para la formación de las rótulas plásticas en el sentido X en el Software Ingenieril.

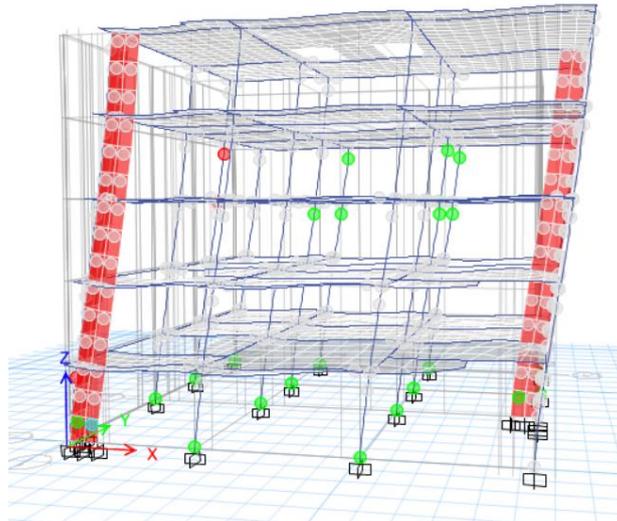
Imagen 62: Formación de rótulas plásticas (Paso 4) sentido X



Fuente: Software Ingenieril

Las primeras rótulas plásticas se forman en el cuarto paso en el primer nivel con un desplazamiento igual a 10.49 cm, destacando solamente la presencia de 2 rótulas en columnas en el rango pertenecientes a “Ocupación Inmediata – Seguridad de Vida” y la otra en “Prevención de Colapso”.

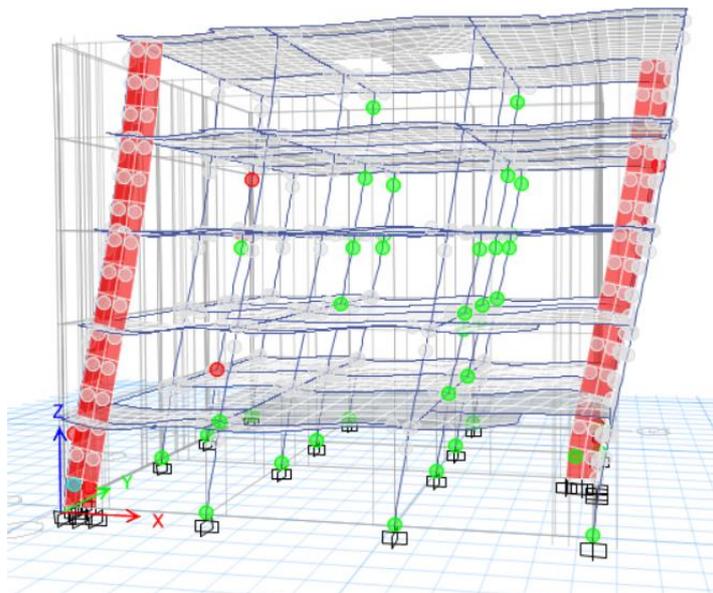
Imagen 63: Formación de rótulas plásticas (Paso 7) sentido X



Fuente: Software Ingenieril

Aumentó la cantidad de rótulas plásticas en el séptimo paso en toda la estructura con un desplazamiento igual a 17.34 cm, destacando solamente la presencia de 23 rótulas en columnas en el rango pertenecientes a “Ocupación Inmediata – Seguridad de Vida”, una rótula en “Seguridad de Vida” y la otra en “Prevención de Colapso”.

Imagen 64: Formación de rótulas plásticas (Paso 10) sentido X



Fuente: Software Ingenieril

Aumentó la cantidad de rótulas plásticas en el décimo 1 paso en toda la estructura con un desplazamiento igual a 23.43 cm, destacando solamente la presencia de 42 rótulas en columnas en el rango pertenecientes a “Ocupación Inmediata – Seguridad de Vida”, dos rótulas en “Seguridad de Vida” y seis la otra en “Prevención de Colapso”.

SENTIDO Y

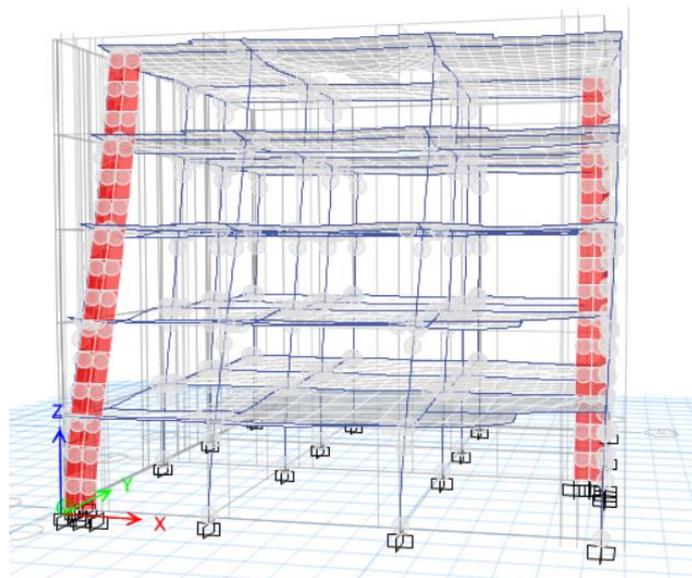
Tabla 49: Rótulas Plásticas sentido Y

Paso	Nivel de Desempeño	Rótulas	Elemento	Fuerza (Ton)	d (cm)
2	IO - LS	1	Columnas	290.77	9.77
3	IO - LS	4	Muro-Columna	425.4	16.92
	>CP	1	Columna		

Fuente: Autor

De manera cronológica se presenta los pasos para la formación de las rotulas plásticas en el sentido Y en el Software Ingenieril.

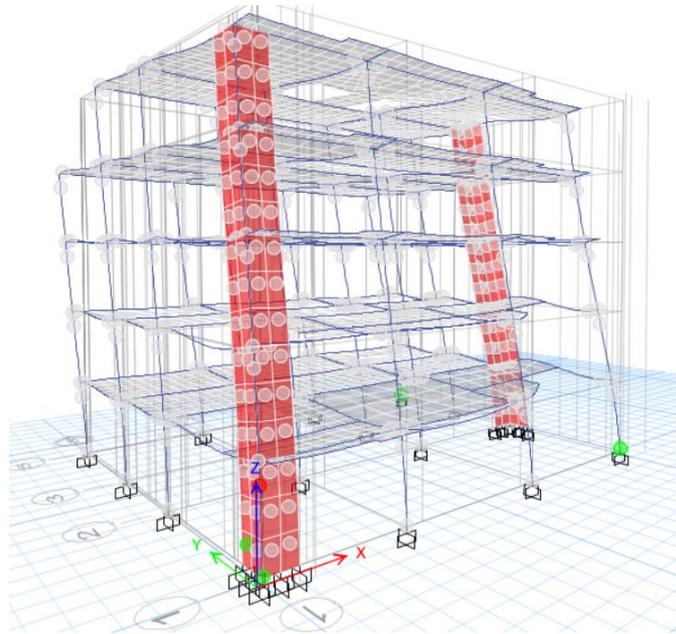
Imagen 65: Formación de rótulas plásticas (Paso 2) sentido Y



Fuente: Software Ingenieril

Las primeras rótulas plásticas se forman en el segundo paso en el primer nivel con un desplazamiento igual a 9.77 cm, destacando solamente la presencia de 1 rótula en columnas pertenecientes a “Ocupación Inmediata – Seguridad de Vida”.

Imagen 66: Formación de rótulas plásticas (Paso 3) sentido Y

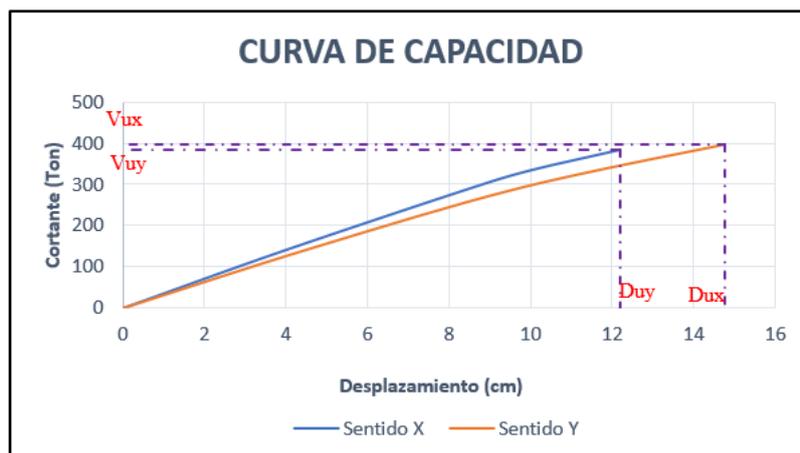


Fuente: Software Ingenieril

Las rótulas plásticas se forman en el tercer nivel con un desplazamiento igual a 16.92 cm, destacando solamente la presencia de 4 rótulas en columnas y muros pertenecientes a “Ocupación Inmediata – Seguridad de Vida” y una en “Prevención de Colapso”.

Curva de capacidad

Imagen 67: Curva de Capacidad (No linealidad)



Fuente: Autor

La curva de capacidad en el sentido X, cuenta con un valor de cortante último de 401.2 Ton acompañado de un desplazamiento de 15.1 cm.

Por su parte la curva de capacidad del sentido Y tiene un valor de cortante último de 395.31 Ton con un desplazamiento de 14.77 cm.

Punto de desempeño

Mediante el Software Ingenieril se obtuvo los valores de desempeño para cada demanda sísmica con sus respectivos desplazamientos y cortantes. Se los agrupó en las siguientes tablas de acorde al sentido de análisis:

SENTIDO X-X

Tabla 50: Puntos de desempeño sentido X-X

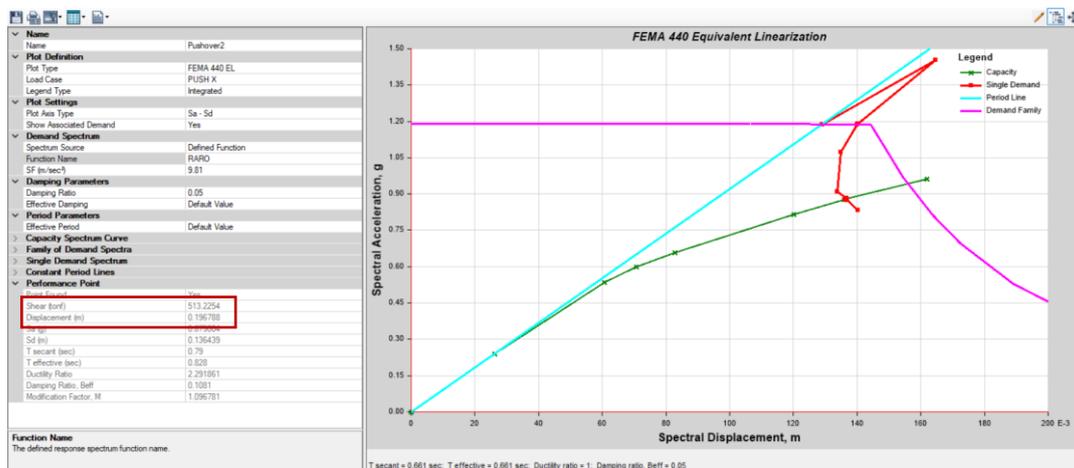
Sentido	Demanda Sísmica	d (cm)	Fuerza (Ton)
X-X	Frecuente	7.29	243.47
	Ocasional	11.02	357.79
	Raro	17.68	513.23
	Muy raro	0	0

Fuente: Autor

Se analizó el comportamiento de la estructura para una demanda sísmica “Raro”, que es el sismo de diseño más común en Ecuador.

Mediante la Tabla 50 se puede observar que la estructura reforzada está diseñada para soportar demandas sísmicas como frecuente, ocasional y raro. La estructura no pierde rigidez, soporta menores momentos y cortantes gracias a los muros estructurales.

Imagen 68: Punto de desempeño para una demanda Raro $T_r=475$ años



Fuente: Software Ingenieril

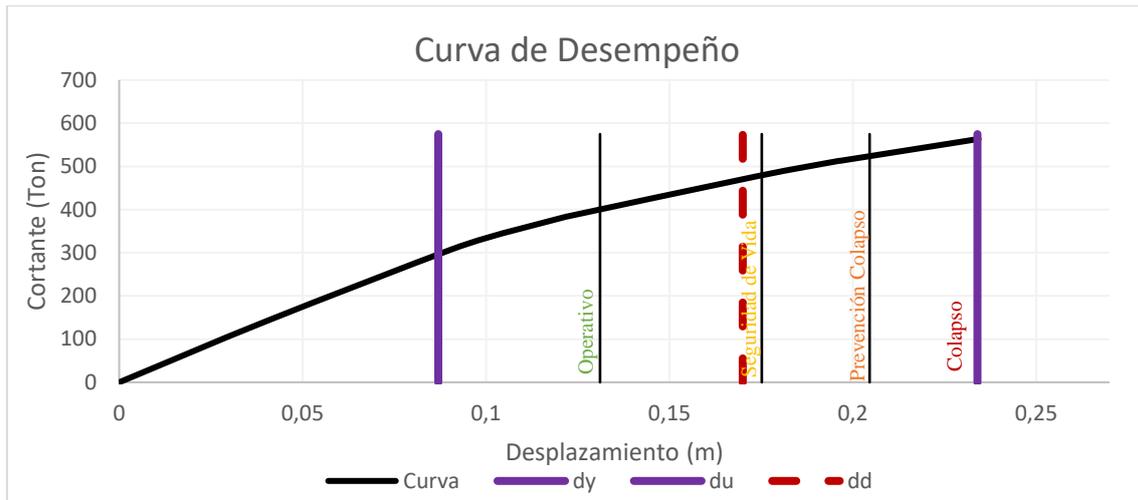
Evaluación del desempeño sísmico método FEMA 440

A través del programa Excel se realizó gráficas que representan el comportamiento de la estructura ante el nivel de amenaza más crítico para el sentido X.

SENTIDO X-X

Nivel de amenaza “Raro”:

Imagen 69: Curva de desempeño para un nivel de amenaza "Raro" $T_r=475$ años



Fuente: Autor

Para un nivel de amenaza “Raro” se obtiene que la edificación se encuentra en un nivel “Seguridad de Vida”, considerando que debe ser rehabilitado una vez se haya producido una demanda sísmica como la mencionada, presentando una reserva de 53% de ductilidad para otros eventos sísmicos posteriores.

SENTIDO Y-Y

Tabla 51: Puntos de desempeño sentido Y-Y

Sentido	Demanda Sísmica	d (cm)	Fuerza (Ton)
Y-Y	Frecuente	6.94	237.99
	Ocasional	7.93	359.67
	Raro	9.81	395.31
	Muy raro	0	0

Fuente: Autor

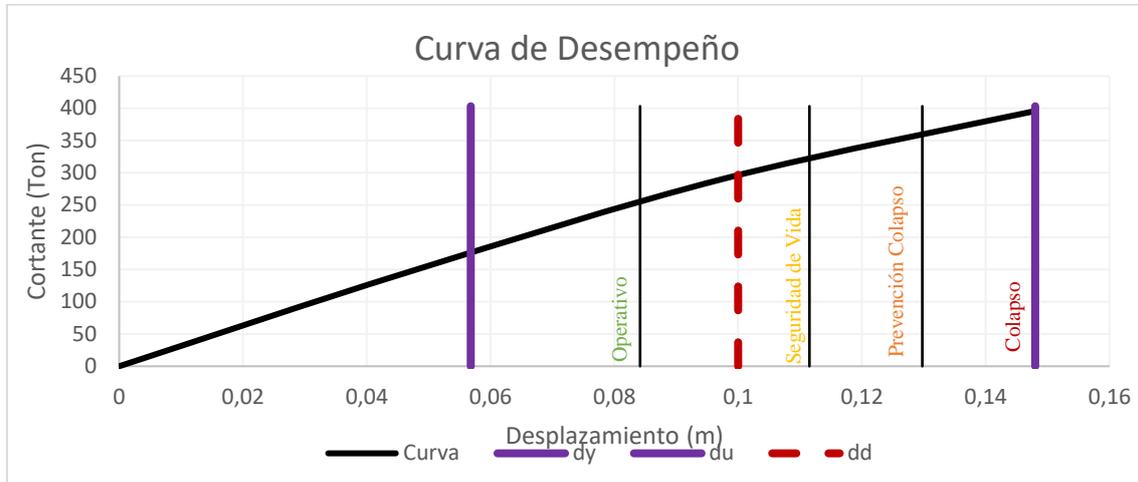
Evaluación del desempeño sísmico método FEMA 440

A través del programa Excel se realizó gráficas que representan el comportamiento de la estructura ante el nivel de amenaza más crítico para el sentido Y.

SENTIDO Y-Y

Nivel de amenaza "Raro":

Imagen 70: Curva de desempeño para un nivel de amenaza "Raro" $T_r=475$ años



Fuente: Autor

Para un nivel de amenaza "Raro" se obtiene que la edificación se encuentra en un nivel "Seguridad de vida", considerando que debe ser rehabilitado una vez se haya producido una demanda sísmica como la mencionada, presentando una reserva de 53% de ductilidad para otros eventos sísmicos posteriores.

Por añadidura, se colocó los niveles de desempeño esperados y calculados para los diferentes niveles de amenaza presentado por el Comité Visión 2000.

Tabla 52: Niveles de desempeño actuales y esperados Sentido X-Y

Demanda Sísmica	Niveles de Desempeño				
	Totalmente Operativo	Operativo	Seguridad de Vida	Prevención al Colapso	Colapso
Frecuente	X				
Ocasional		X			
Raro			X		
Muy raro				X	
	Nivel actual del edificio				
X	Nivel esperado de construcciones básicas (oficinas)				

Fuente: Autor

Según la tabla 52 se puede evidenciar que la edificación cumple con los niveles de desempeño en los sentidos X-Y esperados para construcciones básicas como oficinas.

Diseño de los Muros de Corte

Se realizó el diseño del muro de corte que presentaba las mayores demandas que fue para el Combo de diseño 3 en base a los pasos mencionados en metodología, a continuación se presenta la tabla 53-54 donde se evidencian los resultados:

Tabla 53: Diseño del muro de corte M2-M3

Datos de muro			Armado con cabezales		
Lw	1.00	m	Cálculos		
tw	0.25	m	Esf lim	42.00	kg/cm2
Hw	13.68	m	Esf act	242.34	kg/cm2
			Cabezales		
f'c	210	kg/cm2	Lb	0.25	m
fy	4200	kg/cm2	Ac	625	cm2
rec	2.50	cm	Compresion		
			Fc	170.75	t
Mu	79.31	t-m	As	18.77	cm2
Vu	36	t	Cuant	3.00%	OK
Pu	130.0	t			
			Tension		
d	0.80	m	Ft	105.75	t
Rec	5.00	cm	As	27.98	cm2
			Cuantia	4.48%	OK
			As def	27.98	cm2
			φ esq	20	mm
			φ longit	20	mm
			var x	3	u
			var y	3	u
			Num	8	u
			As	28.12	OK
			As central		
			Lc	0.50	m
			As	3.13	cm2
			φ	14	mm
			sep	25	cm
			As transv		
			Vu	35.73	t
			Acv	2500	cm2
			p min	0.0028	
			Vn	36.45	t
			OK		
			φ	14	mm
			As	7.00	cm2
			sep	22	cm
			Confinamiento		
			fi	12	mm
			s	10	cm
			bc long	19.00	cm
			bc trans	19.00	cm
			Ash lon	2.08	cm2
			Num	2	u
			Ash tranv	2.08	cm2
			Num	2	u

Fuente: Autor

En la Tabla N 53 se visualiza que el muro de corte es necesario el uso de elementos de borde. También, con la cuantía de 0.0028 cumple requisitos de flexión y cortante.

Tabla 54: Diseño del muro de corte M1-M4

Datos de muro			Pantalla		
Lw	1.00	m	p min	0.0025	
tw	0.25	m	Acv	2500	cm2
Hw	2.70	m	As mín	6.25	cm2
			φ esq	16	mm
f'c	210	kg/cm2	Sep	32.17	cm2
fy	4200	kg/cm2	Sep def	32	cm
rec	2.50	cm	num	2.8	varillas
			d	80.00	cm
Mu	16.36	t-m	As req	41.78	cm2
Vu	12	t	Factor	33	
Pu	101.0	t	Vmax	0.00	tn
			Vn	85.89	tn
d	0.80	m	f Vn	64.41	tn
Rec	5.00	cm	Colocamos cuantía mínima		
			Cálculos		
			Esf lim	42.00	kg/cm2
			Esf act	31.80	kg/cm2
			No cabezales		

Fuente: Autor

En la Tabla N 54 se evidencia que el muro de corte no fue necesario el uso de elementos de borde. También, con la cuantía mínima cumple requisitos de flexión y cortante.

Los planos estructurales de los detalles del muro estructural y ubicación de todos se encuentran colocados en la sección de anexos F.

Diseño del Muro Anclado

Una vez se haya separado los pórticos (vigas-columnas) definitivamente del muro de contención fue necesario anclar hacia la tierra para que siga cumpliendo las funciones a las cuales fue diseñado.

Los datos obtenidos de las propiedades del suelo se obtuvieron de una edificación aledaña que realizaron un estudio de suelos para modificaciones en la misma en el año 2023. Se asumió esos datos debido a que la edificación en estudio no cuenta con su propio análisis (Anexos D). Y tomando en cuenta también los estudios de microzonificación realizados en [19].

El procedimiento del cálculo se encuentra en la zona de Anexos E.

Datos:

Densidad del suelo (γ): 18 Kn/m³

Ángulo de fricción (ϕ): 30°

Cohesión (c): 0 Kn/m²

N° de golpes (Nspt): 14golpes/ft

f'c= 21 MPa

f'y= 420 MPa

Resultados:

Tabla 55: Resumen diseño de anclaje

Resumen de diseño de anclaje	
Número de niveles	3
Angulo de inclinación de anclaje (°)	15
Separación horizontal de anclaje (m)	2
Profundidades de anclajes (m)	2 m (primer nivel), 5 m (segundo nivel) y 7.98m (tercer nivel)
Diámetro de perforación de anclaje (cm)	15
Longitud del bulbo de los anclajes (m)	9,00
Longitud libre del primer nivel (m)	15,00
Longitud libre del segundo nivel (m)	12,00
Longitud libre del tercer nivel (m)	9,00
Refuerzo del tendón	3 f 15mm. Cable de grado 270
Trompeta (mm)	150
Diámetro de cabeza de anclaje (cm)	11
Base - Ancho placa de anclaje (cm)	30
Espesor placa de anclaje (cm)	2,5
Varilla de refuerzo en los tres niveles (mm)	3 ϕ 18

Fuente: Autor

Los planos estructurales de los detalles del muro anclado se encuentran colocados en la sección de anexos F.

Junta Sísmica

Se verificó el desplazamiento reducido del edificio ante la acción sísmica en los dos sentidos y se tiene 3.88 cm y 4.01 cm para SISX – SIS Y, el desplazamiento real es de 17.46 cm y 18.05cm respectivamente. Al separar los muros de las columnas, se debe colocar una junta de separación para que trabajen individualmente y no intervengan uno con el otro. La junta de separación se colocó de 20 cm.

Se escogió un tipo de junta AF DELASTIC de dilatación de Neopreno (Sellos) con un ancho dilatación de 40mm y un ancho nominal de sello de 200mm, para su colocación debe pegarse con adhesivo lubricante DSB 1520.

3.2 Prueba de Hipótesis

El desempeño sísmico del edificio de ACT Consultores de la ciudad de Ambato puede resultar inadecuado al no cumplir con los parámetros establecidos en las normas nacionales e internacionales, por tal motivo, se requiere un reforzamiento estructural para mejorar el comportamiento y estar dentro de los estándares establecidos por las normas vigentes.

La hipótesis planteada es verdadera debido a que la estructura ACT Consultores actualmente no presenta un adecuado comportamiento estructural y requiere de un reforzamiento estructural para poder cumplir los chequeos necesarios de las normas vigentes.

CAPITULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Conclusiones

- A través del ensayo esclerométrico se determinó un promedio entre muestras analizadas de vigas, columnas y losas de 218.07 kg/cm², considerado un valor muy cercano a lo que se tiene en los planos estructurales utilizados para la construcción del edificio de ACT Consultores de 210 kg/cm².
- Mediante el método cuantitativo, se demostró que la estructura no cumplía chequeos como el periodo de 0.772s siendo este mayor al 30% calculado por el método 1 auspiciado por la NEC2015. A su vez, hay que recalcar que en el primer modo de vibrar presentaba un movimiento torsional de 37.16 %. Además, superó el límite establecido del 2% en la deriva de piso, en los casos de carga SIS-X, SIS-Y y SISD-X.
- Por añadidura, para un nivel de amenaza “Raro” con un periodo de retorno de 475 años, el sentido más crítico es el Y. Debido a que la estructura se encuentra en “colapso”, considerando que no le queda de reserva para un próximo evento sísmico.
- Con la propuesta de reforzamiento, se logró corregir el periodo de vibración con una reducción a 0.639s, cumpliendo también que el primer y segundo modo de vibrar sea inferior al 30% para considerarlo como traslacional. Y por último, presento notables mejorías en las derivas con valores menores al 2% en todos los casos de carga SIS-X, SIS-Y y SISD-X.
- Respecto al punto de desempeño una vez reforzada la estructura, la edificación cumple con los niveles de desempeño en los sentidos X-Y esperados para construcciones básicas como oficinas para todas las demandas.
- Se diseñó dos tipos de muros de corte debido a las fuerzas y momentos que absorbían. Para el diseño del muro de corte se necesita 11173 kg de varillas de 14-16-20mm y 13.68 m³ de hormigón.
- Se calculó tres anclajes que se ocuparán en cada uno 3 cables ϕ 15mm con tensión Jack aproximadamente de 170 ksi. Los bulbos de hormigón serán rellenos con 7.2 m³ de hormigón cada uno.

- La junta sísmica calculada es de 20cm en todos los extremos de los muros anclados.

4.2 Recomendaciones

- Al momento de realizar los formularios de inspección visual rápido ya sea por la NEC o por la FEMA se debe anotar información importante in situ y ser muy observador con los mínimos detalles de la edificación, para obtener valores de vulnerabilidad precisos.
- Para un correcto desempeño sísmico y comportamiento estructural se debe realizar el reforzamiento estructural propuesto, para mejorar torsión en planta, derivas entre piso, periodo de vibración y punto de desempeño
- Se recomienda que la adición de muros estructurales vaya conjuntamente del visto bueno de los dueños del edificio, arquitecto para velar el beneficio de la estructura y de las personas que habitan día a día allí y también que edificios aledaños mantengan evaluaciones del desempeño sísmico, para evitar daños a la edificación ACT Consultores en el caso de una demanda sísmica.
- Se sugiere realizar otros mecanismos de reforzamiento y comparar la relación costo/beneficio.
- Se sugiere realizar un estudio de suelo propio del sitio de la estructura para comprobar los datos asumidos en este trabajo.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] A. Mendoza, D. Moreira, y L. García, «Análisis no lineal por el método Pushover del edificio de docentes n°1 de la Universidad Técnica de Manabí», vol. 8, pp. 306-326, 2022, doi: 10.23857/dc.v8i3.
- [2] E. M. Flores Vega, «Evaluación del desempeño sismorresistente de una edificación mediante Análisis Estático No lineal Pushover: Estudio de caso», *Journal Boliviano de Ciencias*, vol. 17, n.º 50, pp. 56-90, jun. 2021, doi: 10.52428/20758944.v17i50.20.
- [3] E. P. Duque Yaguache, C. F. Quiñonez Riofrío, y J. D. Cueva Oviedo, «Evaluación del comportamiento dinámico en edificaciones de baja altura en la ciudad de Loja-Ecuador», *CEDAMAZ*, vol. 12, n.º 1, pp. 59-67, jun. 2022, doi: 10.54753/cedamaz.v12i1.1320.
- [4] R. Medina y J. Music, «Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena», pp. 63-77, 2018, Accedido: 20 de octubre de 2023. [En línea]. Disponible en: https://scielo.conicyt.cl/scielo.php?script=sci_abstract&pid=S0718-28132018000100063&lng=pt&nrm=iso
- [5] R. Cueva y D. Gonzalez, «DISEÑO POR DESEMPEÑO DE EDIFICACIONES EN HORMIGÓN ARMADO CON MUROS DE CORTE MEDIANTE LOS CÓDIGOS FEMA, UTILIZANDO EL PROGRAMA ETABS.», Escuela Politécnica del Ejército, Sangolquí, 2013. Accedido: 20 de octubre de 2023. [En línea]. Disponible en: <https://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/6273/1/AC-CIVIL-038886.pdf>
- [6] C. Anthony, C. Nicolás, y M. Arévalo, «COMPARACIÓN ENTRE LOS MÉTODOS ESTÁTICOS: EMPUJE INCREMENTAL (PUSHOVER) Y DISEÑO BASADO EN FUERZAS(D.B.F), PARA IDENTIFICAR LAS VENTAJAS Y DESVENTAJAS EN EDIFICACIONES DE HORMIGÓN DE CUATRO Y OCHO PISOS», 2023, Accedido: 20 de octubre de 2023. [En línea]. Disponible en: <https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/24165/1/TTS1126.pdf>

- [7] J. Núñez, «Metodologías de evaluación estructural por desempeño sísmico en edificaciones de concreto reforzado: estado del arte», vol. 26, pp. 256-264, mar. 2023, [En línea]. Disponible en: <https://orcid.org/0000-0003-1090-652X>
- [8] M. García Vincés *et al.*, «"Análisis Estructural y propuesta de reforzamiento del edificio de Facultad de Ciencias Humanísticas de la Universidad Técnica de Manabí», may 2021, Accedido: 20 de octubre de 2023. [En línea]. Disponible en: <https://revistas.utm.edu.ec/index.php/Riemat/article/view/3686>
- [9] A. Revollo y M. Delgadillo, «Análisis y diseño para el reforzamiento de columnas de hormigón armados con material FRP y perfiles metálicos», *Boliviana de Ciencias*, vol. 13, n.º 40, pp. 54-62, ago. 2017, Accedido: 20 de octubre de 2023. [En línea]. Disponible en: http://revistasbolivianas.umsa.bo/pdf/jbc/v13n40/v13n40_a07.pdf
- [10] L. Farinango, H. Herrera, M. Correa, L. Hernández, y G. Parra, «Evaluación sísmica y rehabilitación de una edificación universitaria construida hace más de 40 años», *Ciencia, Ingenierías y Aplicaciones*, vol. 5, n.º 1, pp. 7-37, jun. 2022, doi: 10.22206/cyap.2022.v5i1.pp7-37.
- [11] Norma Ecuatoriana De La Construcción - NEC2015, «PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE», Quito, dic. 2014.
- [12] M. Guerra A y M. Guerra V, *DISEÑO SISMO RESISTENTE DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO UTILIZANDO ETABS*, Primera. Quito, 2020.
- [13] American Concrete Institute, *ACI318S-19*. Farmington, USA, 2020.
- [14] C. Comartin, Niewiawski. Richard, y C. Rojahn, *ACT-40 "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, vol. 1. California, 1996.
- [15] Chris D. Poland, James Hill, Roland L. Sharpe, Jeffrey Soulages, Structural Engineers Association of California, y California Office of Emergency Services, *Vision 2000: performance based seismic engineering of buildings*. California, 1995.
- [16] American Concrete Institute, *ACI 318S-14*. Farmington, USA, 2015. Accedido: 20 de diciembre de 2023. [En línea]. Disponible en: https://civilshare.files.wordpress.com/2016/07/aci_318s_14_en_espanol.pdf

- [17] R. Minaya, «Análisis de un sistema de muro anclado de un sótano de dos niveles en un suelo arenoso», Universidad César Vallejo, Lima, 2019. Accedido: 13 de febrero de 2024. [En línea]. Disponible en: https://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12692/41216/Minaya_VRJ.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- [18] ASTM, «Designación: C 805-02 Rebote Número de hormigón endurecido». [En línea]. Disponible en: www.astm.org
- [19] R. Aguiar y A. Rivas, *MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE AMBATO*, Primera. 2018.
- [20] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Secretaria de Gestión de Riesgos, Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo, y ECHO, «Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015», Quito, sep. 2016. Accedido: 22 de mayo de 2023. [En línea]. Disponible en: <https://es.scribd.com/document/324332017/Guia-5-Evaluacion-y-Rehabilitacion-de-Estructuras>
- [21] Norma Ecuatoriana De La Construcción - NEC2015, «CARGAS (NO SÍSMICAS)», Quito, dic. 2014.
- [22] Norma Ecuatoriana de la Construcción, «ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO», Quito, dic. 2014.
- [23] American Society of Civil Engineers, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2014. doi: 10.1061/9780784412855.

ANEXOS

ANEXO A: Tablas de análisis de resultados

Tabla 56: Ensayo esclerométrico de vigas

Índice de Rebote (Q)				
N° de golpe	Vigas			
	N+2.88	N+5.58	N+8.28	N+10.98
	Eje 2 (A-B)	Eje A (3-4)	Eje 4 (C-D)	Eje 2 (B-C)
1	33	30	27	26
2	29	29	26	28
3	36	27	28	21
4	34	23	24	23
5	29	26	25	27
6	33	25	26	25
7	34	24	27	27
8	33	25	27	26
9	34	26	25	28
10	39	24	34	23
Media Q	33.4	25.9	26.11	25.4
F'c (kg/cm2)	210	218	221	211

Fuente: Autor

Tabla 57: Ensayo esclerométrico de columnas

Índice de Rebote (Q)				
N°	Columnas			
	N+2.88	N+2.88	N+8.28	N+10.98
	Eje C-2	Eje B-4	Eje A-3	Eje D-4
1	30	30	24	31
2	25	29	27	30
3	33	33	32	29
4	32	32	32	32
5	30	30	31	31
6	29	29	28	30
7	30	23	27	31
8	28	28	32	27
9	29	27	28	28
10	31	30	29	28
Media Q	29.7	29.1	29.56	29.7
F'c (kg/cm2)	221	212	219	221

Fuente: Autor

Tabla 58: Ensayo esclerométrico de losas

Índice de Rebote (Q)		
N°	Losas	
	N+2.88	N+8.28
	A-B-3-4	C-D-1-2
1	26	25
2	23	25
3	27	27
4	24	24
5	29	28
6	28	23
7	26	27
8	25	29
9	28	30
10	33	26
Media Q	26.22	26.4
F'c (kg/cm²)	222	225

Fuente: Autor

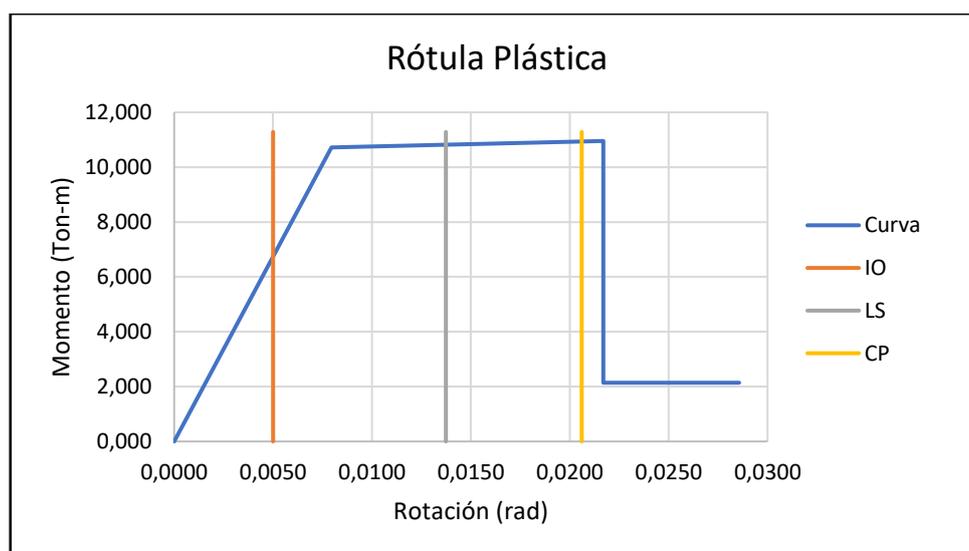
Tabla 59: Parámetros de modelado y criterios de aceptación en el procedimiento no lineal de vigas de hormigón armado

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

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

Fuente: [23]

Imagen 71: Rótula plástica de viga



Fuente: Autor

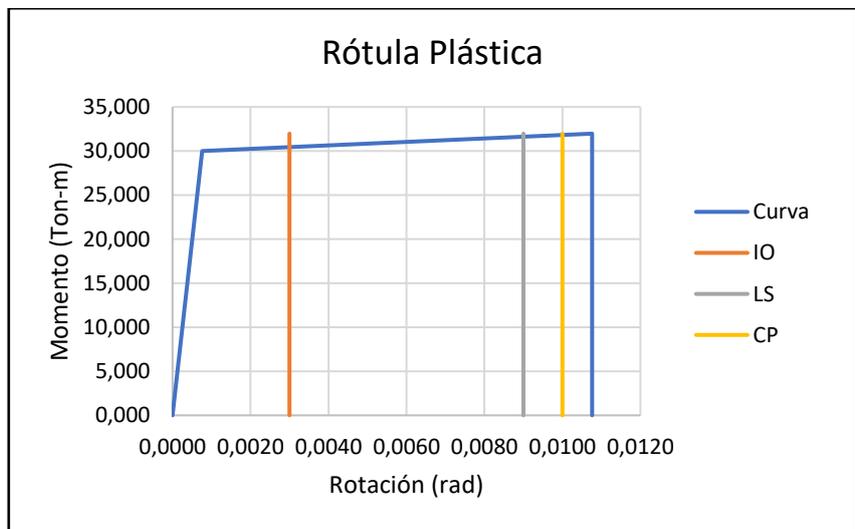
Tabla 60: Parámetros de modelado y criterios de aceptación en el procedimiento no lineal de columnas de hormigón armado

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns								
Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^d				
	Plastic Rotations Angle (radians)	Residual Strength Ratio	e	Plastic Rotations Angle (radians)				
				IO	LS	CP		
Condition i.^b								
$\frac{P}{A_c f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_c x}$							
≤0.1	≥0.006	0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060	
≥0.6	≥0.006	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010	
≤0.1	=0.002	0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034	
≥0.6	=0.002	0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005	
Condition ii.^b								
$\frac{P}{A_c f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_c x}$	$\frac{V}{b_c d f'_c}$						
≤0.1	≥0.006	≤3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤0.1	≥0.006	≥6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006	≤3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥0.6	≥0.006	≥6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤0.1	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥0.6	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii.^b								
$\frac{P}{A_c f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_c x}$							
≤0.1	≥0.006	0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060	
≥0.6	≥0.006	0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008	
≤0.1	≤0.0005	0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006	
≥0.6	≤0.0005	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^b								
$\frac{P}{A_c f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_c x}$							
≤0.1	≥0.006	0.0	0.060	0.4	0.0	0.045	0.060	
≥0.6	≥0.006	0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008	
≤0.1	≤0.0005	0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006	
≥0.6	≤0.0005	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	

NOTE: f'_c is in lb/in.² (MPa) units.
^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
^bRefer to Section 10.4.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
^cWhere $P > 0.7A_c f'_c$, the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at $\leq d/3$ and the strength provided by the hoops (V) is at least 3/4 of the design shear. Axial load P should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.
^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Fuente: [23]

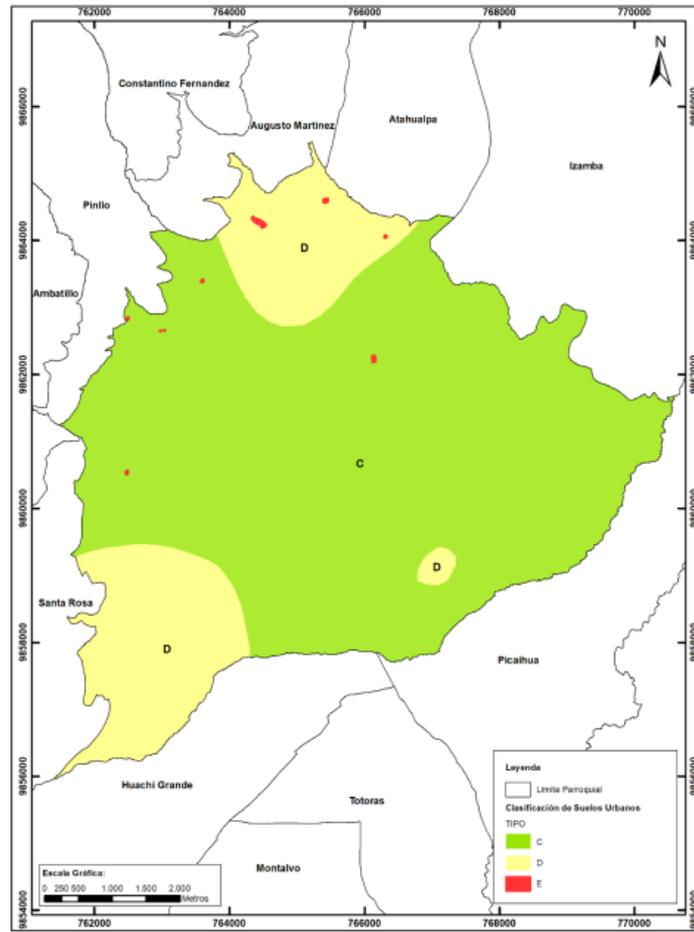
Imagen 72: Rótula plástica de columna



Fuente: Autor

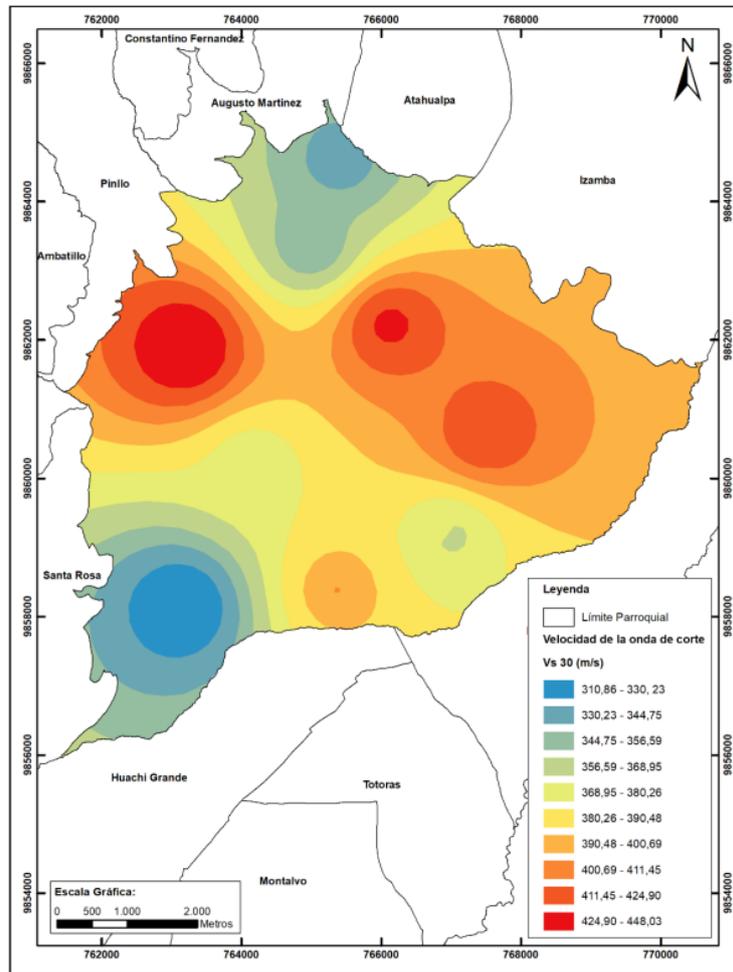
ANEXO B: Tipo de Suelo

Imagen 73: Clasificación de los suelos de la ciudad de Ambato (vista sísmica)



Fuente: [19]

Imagen 74: Curvas igual velocidad de las ondas de corte V_{s30} de la ciudad de Ambato



Fuente: [19]

ANEXO C: Carta de compromiso

Ambato, 02 de octubre de 2023

Ingeniero
Segundo Espín
Presidente de la Unidad de Titulación
Carrera de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica

Yo, Ing. Maritza Elizabeth Mejía Carrasco portadora de la Cédula de Ciudadanía 1803007762 en mi calidad de Gerente Propietaria de ACT CONSULTORES, me permito poner en su conocimiento la aceptación y respaldo para el desarrollo del Trabajo de Titulación: "Determinación del desempeño sísmico del edificio ACT Consultores, ubicado en Ambato-Ecuador a través del análisis no lineal Push Over" propuesto por el estudiante Fernando Josué Cárdenas López, portador de la Cédula de Ciudadanía 1805202122, estudiante de la Carrera de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato.

A nombre de la Institución a la cual represento, me comprometo a apoyar en el desarrollo del proyecto.

Particular que comunico a usted para los fines pertinentes.

Atentamente.



Ing. Maritza Elizabeth Mejía Carrasco
Gerente Propietaria ACT Consultores
1803007762
(03)2843186
0998734426
mmejia@actconsultores.com

ANEXO D: Ensayo de Penetración estándar

AM ingeniero civil												
LABORATORIO DE SUELOS												
ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)												
PROYECTO: CONSTRUCCION DE LA SR. MIRIAN GUANOLUISA SISA												
SECTOR: TUNGURAHUA/AMBATO/HUACHI GRANDE												
SOLICITA: PROPIETARIOS											Inf:	SPT 02
COORDENADA: Poz UTM 763 358.10 E-9 858 648.10 N											Fecha:	2023-jul.-27
PROFUNDIDAD (m)	Penetración		N	N6o Corregido	Descripción	Clasificación	Coeficiente de Balasto	Ángulo fricción interna ϕ	Cohesión Cu (kg/cm ²)	Capacidad última KN/m ²	Capacidad admisible KN/m ²	
	De	A										cm
-0.50	-1.00	15	5			Arena limosa densa	SM	2.3	35	0.00	394.95	131.6
		15	10	30	30	Color café oscuro						
		15	20									
-1.00	-1.50	15	7			Arena limosa suelta	SM	1.3	26	0.00	169.06	56.4
		15	5	10	10	Color café oscuro						
		15	5									
-1.50	-2.00	15	6			Arena limosa compacta	SM	1.9	32	0.00	588.45	196.1
		15	10	23	23	Color café oscuro						
		15	13									
-2.00	-2.50	15	10			Arena limosa compacta	SM	1.7	30	0.00	615.73	205.2
		15	11	19	19	Color café claro						
		15	8									
-2.50	-3.00	15	12			Arena limosa densa	SM	2.7	38	0.00	2158.76	719.6
		15	14	38	38	Color café oscuro						
		15	24									
-3.00	-3.50	15	17			Arena limosa densa	SM	2.6	37	0.00	2380.28	793.4
		15	17	36	36	Color café oscuro-claro						
		15	19									
-3.50	-4.00	15	18			Arena limosa densa	SM	3.1	40	0.00	4598.02	1532.7
		15	21	46	46	Color café oscuro-claro						
		15	25									
-4.00	-4.50	15	15			Arena limosa densa	SM	2.8	39	0.00	4241.14	1413.7
		15	20	41	41	Color café claro						
		15	21									
-4.50	-5.00	15	23			Arena limosa densa	SM	2.9	39	0.00	5391.47	1797.2
		15	22	43	43	Color café claro						
		15	21									
-5.00	-5.50	15	14			Arena limosa densa	SM	2.3	35	0.00	3257.96	1086.0
		15	16	30	30	Color café claro						
		15	14									
-5.50	-6.00	15	15			Arena limosa densa	SM	2.6	37	0.00	5230.18	1743.4
		15	14	37	37	Color café claro						
		15	23									
-6.00	-6.50	15	17			Arena limosa densa	SM	2.3	35	0.00	4362.91	1454.3
		15	18	31	31	Color café claro						
		15	13									
-6.50	-7.00	15	13			Arena limosa densa	SM	2.6	37	0.00	6240.45	2080.1
		15	14	36	36	Color café claro						
		15	22									
-7.00	-7.50	15	16			Limo de baja plasticidad muy compacto	ML	1.8	31	0.00	2773.71	924.6
		15	10	20	20	Color café claro						

ANEXO E: Diseño del Muro de Anclaje

Tabla 61: Diseño del muro de anclaje

CARGA TOTAL DEBIDA A PRESION DE TIERRAS			FUERZAS HORIZONTALES ANCLAJES (Metodo Areas Aferentes)				
FS	1.5		$\phi_{mob} = \tan^{-1}\left(\frac{\tan \phi}{FS}\right)$ $K_{Amob} = \frac{1 - \text{sen} \phi_{mob}}{1 + \text{sen} \phi_{mob}}$ $K_0 = 1 - \text{sen} \phi$	T_{H1}	182.43	kN/m	$T_{H1} = \left[\left(\frac{2}{3}\right)H_1 + \left(\frac{1}{2}\right)H_2 \right] P + \left(H_1 + \frac{H_2}{2} \right) P_s$ $T_{H2} = \left[\left(\frac{1}{2}\right)H_2 + \left(\frac{1}{2}\right)H_n \right] P + \left(\frac{H_2}{2} + \frac{H_n}{2} \right) P_s$ $T_{Hn} = \left[\left(\frac{1}{2}\right)H_n + \left(\frac{23}{48}\right)H_{n+1} \right] P + \left(\frac{H_n}{2} + \frac{H_{n+1}}{2} \right) P_s$ $R_B = \left[\left(\frac{3}{16}\right)H_{n+1} \right] P + \left(\frac{H_{n+1}}{2} \right) P_s$
ϕ_{mob}	21.05	°		T_{H2}	189.63	kN/m	
K_{Amob}	0.47			T_{Hn}	185.39	kN/m	
K_0	0.5			R_B	39.98	kN/m	
$K_{diseño}$	0.5						
T_L	542.5	kN/m					
ASENTAMIENTO PROM-MAX			DISEÑO DE LOS ANCLAJES				
δ (prom)	16.47	mm	S_H	2	m		
δ (max)	54.90	mm	ψ	15	°		
ESPACIAMIENTOS VERTICALES ENTRE LOS ANCLAJES			T_{D1}	377.73	kN		
	T_{D2}	392.64	kN				
	T_{Dn}	383.85	kN				
	Carga de Diseño asumido			T_D	400.00	kN	OK
	Long libre de anclaje			α	55.53	°	
Prediseño			n_1	7.54	m		
N° anclaj	3.00	m	m	6.17	m		
$H_{(1)}$	1.94	m	L_{L1}	5.39	m		
$H_{(2,n,n+1)}$	3.01	m	x	2.196	m		
Distribución definitiva			L_L	7.59	m		
$H_{(1)}$	2.00	m	Usar Longitud Libre de:				
$H_{(2,n)}$	3.00	m	$L_L =$	8.00	m		
$H_{(n+1)}$	2.98	m					
H total	11.0	OK	PRESION QUE ESTABILIZA EL CORTE				
$P = \frac{T_L}{H - \frac{1}{3}H_1 - \frac{1}{3}H_{n+1}}$			$P_s = q_s K$				
P	58.21	kN/m ²					
P_s	5.0	kN/m ²					

LONGITUD DEL BULBO DE ANCLAJE		
TABLA 3.2: CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA DE TRANSFERENCIA ENTRE EL BULBO Y EL SUELO (SABATINI Y OTROS, 1998)		
TIPO DE SUELO	DENSIDAD RELATIVA (SPT)	CAPACIDAD DE CARGA DE TRANSFERENCIA (KN/m)
Arena y Grava	Suelta (5-10)	145
	Media (10-30)	220
	Densa (30-50)	290
Arena	Suelta (5-10)	100
	Media (10-30)	145
	Densa (30-50)	190
Arena y Limos	Suelta (5-10)	70
	Media (10-30)	100
	Densa (30-50)	130
Mezcla de Arena y Arcilla de baja plasticidad	Dura (30-60)	30
	Muy Dura (>60)	60

$$T_{max} = \frac{l_b Q_u}{FS} \Rightarrow l_b = \frac{T_{max} FS}{Q_u}$$

FS	2.0	
l_b max	8.0	m
Q_u max	100	kN/m
FS	1.5	
T_{max}	533.333	kN
OK (T max > T diseño)		

Longitud del bulbo real		
l_b	6.0	m

CHEQUEO LONGITUD DEL BULBO			
$P_u = p D_b L_b \tan \phi \Rightarrow P_u = FS(T_D)$		$l_b = \frac{FS(T_D)}{p D_b \tan \phi}$	
Datos			
FS	2.00		
T_D	400.00	kN	
P'	45.92	kN/m ²	
D_b	0.15	m	
$\tan \phi$	0.577		
Profundidad prom bulbos			
N° anclaj	z_t (n)		
1	4.07	m	$z_{t1} = H_1 + L_{1L} \text{sen } \psi$
2	7.07	m	$z_{t2} = H_1 + H_2 + L_{2L} \text{sen } \psi$
3	10.07	m	$z_{t3} = H_1 + H_2 + H_3 + L_{3L} \text{sen } \psi$
z_t prom =	7.07	m	
Longitud del bulbo			
l_b	9.06 m	>	6.00 m
Longitud del bulbo asumida			
l_b	9.00	m	
Long total anclaje			
LT	17.00	m	$L_T = L_L + l_b$
CHEQUEO DE LA ALTURA DEL SUELO SOBRE EL PRIMER ANCLAJE (>4.50m)			
Z	5.24 m	> 4.50m	OK

Para anclajes en suelos granulares inyectados a bajas presiones, se utiliza la siguiente fórmula:

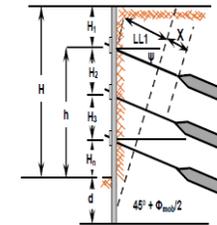
$$Z = H_1 + \left(L_T - \frac{1}{2} L_B \right) \text{sen } \psi$$

PRUEBA 1		PRUEBA 2		PRUEBA 3	
d	1.00	d	1.50	d	2.00
H	11.0	H	11.0	H	11.0
ξ	0.091	ξ	0.137	ξ	0.182

a (°)	P _{REQ}	a (°)	P _{REQ}	a (°)	P _{REQ}
50.0	568.95	50.0	581.83	50.0	581.52
51.0	571.86	51.0	584.73	51.0	584.30
52.0	574.12	52.0	586.92	52.0	586.32
53.0	575.75	53.0	588.42	53.0	587.58
54.0	576.76	54.0	589.23	54.0	588.09
55.0	577.14	55.0	589.37	55.0	587.85
56.0	576.91	56.0	588.83	56.0	586.87
57.0	576.06	57.0	587.60	57.0	585.15
58.0	574.58	58.0	585.70	58.0	582.68
59.0	572.48	59.0	583.11	59.0	579.46
60.0	569.75	60.0	579.82	60.0	575.47
61.0	566.37	61.0	575.82	61.0	570.70

MAX	577.14	MAX	589.37	MAX	588.09
-----	--------	-----	--------	-----	--------

P _{REQ}	589.4 kN	≤	Σ(T _{Hn} +R _B)	597.4 kN	OK
a (°)	55.0	°			
d	1.50	m			



ESTABILIDAD INTERNA DEL MURO ANCLADO (CONDICION ESTATICA)

Datos		
γ	18.0	kN/m ³
H	11.0	m
FS	1.50	
ϕ	30.0	°
$\phi_{mob} =$	21.05	°
b	0.00	°
θ	0.00	°
δ_{mob}	21.05	°
K _{p mob}	3.00	

A) Sistema de muro

B) Diagrama de cuerpo libre

Superficie potencial de falla

Anclaje

$$P_{REQ} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{(1+\xi)^2}{\tan \alpha - \tan \beta} - K_{pmob} \xi^2 \left(\sin \delta_{mob} + \frac{\cos \delta_{mob}}{\tan(\alpha - \phi_{mob})} \right) \right] \tan(\alpha - \phi_{mob})$$

Dónde: $\xi = \frac{d}{H}$

Chequeo long libre		
h	8.98	m
L _{L1}	6.40	m
X	2.20	m
L _L	8.59 m	≥ 8.00 m
		OK

Longitud Libre asumida		
L _L	9.00	m

Chequeo long total anclaje		
L _T =	18.0	m
		L _T = L _L + l _b

ESTABILIDAD EXTERNA DEL MURO ANCLADO (CONDICION ESTATICA)

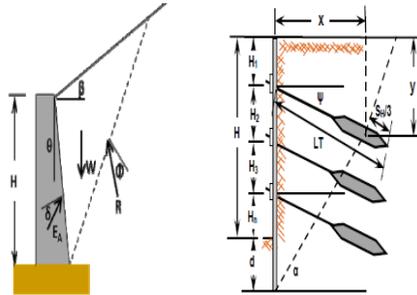
$$(1 + \xi + \lambda)X - K_{Pmob} \xi^2 \operatorname{sen}(\delta_{mob}) + \frac{K_{Pmob} \xi^2 \cos(\delta_{mob}) - K_{Amob} \lambda^2}{\tan(\phi_{mob} - \alpha)} = 0$$

Dónde:

$$X = \frac{x}{H}, \quad \lambda = \frac{y}{H}, \quad \xi = \frac{d}{H}$$

1ra y 2da fila anclajes

ϕ	30	°
FS	1.50	
ϕ_{mob} inicial	21.05	°
δ_{mob}	21.05	°
S_H	2.00	m
y	15.00	°
q_s	10.0	kN/m2
g	18.0	kN/m ³
H	11.0	m
$H_{(1)}$	2.00	m
L_T	18.0	m



$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta - \theta) \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \alpha) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\beta - \theta)}}\right)^2}$$

Buscar objetivo - Proceso iterativo para determinar: ϕ_{mob}

n	0.56	m
x	16.74	m
y	7.04	m
α	19.70	°
X	1.45	
λ	0.61	
ξ	0.13	

ϕ_{mob}	21.00
δ_{mob}	14.00
θ	0.00
β	0.00
K_{Pmob}	3.0835
K_{Amob}	0.4724
Ecuacion	0.000

FS	1.50	\geq	1.50	OK
----	------	--------	------	-----------

Long 1ra y 2da fila anclajes

L_T	18.00	m
L_L	9.00	m
L_b	9.00	m

Última fila anclajes

ϕ	30	°
FS	1.50	
ϕ_{mob} inicial	21.05	°
δ_{mob}	21.05	°
S_H	2.00	m
y	15.00	°
q_s	10.0	kN/m2
g	18.0	kN/m ³
H	11.0	m
$H_{(1)}$	3.00	m
L_T	18.0	m

Buscar objetivo - Proceso iterativo para determinar: f_{mob}

n	0.56	m
x	16.74	m
y	13.02	m
α	0.05	°
X	1.45	
λ	1.13	
ξ	0.17	

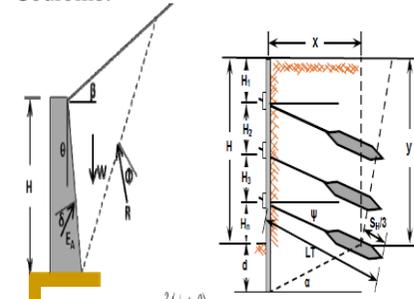
ϕ_{mob}	12.86
δ_{mob}	8.57
θ	0.00
β	0.00
K_{Pmob}	1.8896
K_{Amob}	0.6359
Ecuacion	0.006

FS =	2.53	\geq	1.50	OK
------	------	--------	------	-----------

Última fila anclajes

L_T	18.00	m
L_L	9.00	m
L_b	9.00	m

Coulomb.



$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta - \theta) \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \alpha) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\beta - \theta)}}\right)^2}$$

DETERMINACION DE LA PROFUNDIDAD DE EMPOTRAMIENTO

Datos		
H	11.0	m
γ	18.0	kN/m ³
ϕ	30	°
K _P	3.00	x Rankine
K _A	0.333	
R _B	39.98	kN/m
FS	1.5	

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \text{ srfaz suelo-muro } (\delta = 0^\circ),$$

$$E_p - E_A = \frac{1}{2} K_p \gamma d^2 - K_A \left[(\gamma H) d + \frac{1}{2} \gamma d^2 \right]$$

$$E_p - E_A = FS \cdot R$$

Buscar objetivo - Proceso iterativo para determinar: d

EQ = 0	0.93		
d	3.48	≥	1.50 m

Prof empotramiento asumida

d	3.50	m	OK
---	------	---	-----------

ANALISIS DE ESTABILIDAD INTERNA (CONDICION SISMICA)

k _h	0.11	
k _v	0.05	
ω_1	6.32	°

$$\omega_1 = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

H	11.0	m
qs	10.0	kN/m ²
γ	18.0	kN/m ³
ϕ	30.00	°
δ	0.00	°
θ	0.00	°
β	0.00	°

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \omega_1 - \theta)}{\cos \omega_1 \cos^2 \theta \cos(\theta + \delta + \omega_1) \left[1 + \frac{\tan(\phi + \delta) \tan(\phi - \omega_1 - \beta)}{\cos(\delta + \theta + \omega_1) \cos(\beta - \theta)} \right]}$$

K _{AE}	0.4041	
E _{AE}	457.52	kN/m

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{AE} (1 - k_v) \left\{ 1 + \frac{2q_s}{\gamma H} \left[\frac{\cos \theta}{\cos(\beta - \theta)} \right] \right\}$$

K _A	0.3333	x Rankine
E _A	361.68	kN/m
E _s	36.60	kN/m
E _{s sismo}	7.77	kN/m
E _E	51.46	kN/m

Diagramas de presion		
H ₍₁₎	2.00	m
H _(2,n)	3.00	m
H _(n+1)	2.98	m

P	38.81	kN/m ²
T _{H1A}	109.95	kN/m

P _E	9.37	kN/m ²
T _{H1E}	27.58	kN/m

P _{ST}	4.04	kN/m ²
T _{H1ST}	14.14	kN/m

T _{H1}	151.68	kN/m
S _H	2	m
ψ	15	°

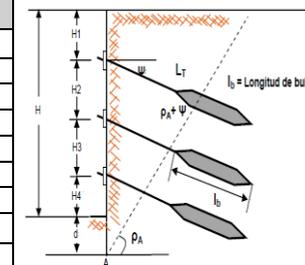
$$T_{H1} = T_{H1A} + T_{H1E} + T_{H1ST}$$

$$T_{D1} = \frac{T_{H1} \Delta H}{\cos \psi}$$

T _{D1}	314.05 kN	≤	T _D	400.0 kN	OK
-----------------	-----------	---	----------------	----------	-----------

ANALISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA (CONDICION SISMICA)

Datos		
k _h	0.16	
k _v	0.00	
ω_1	9.09	°
ϕ	30.00	°
δ	0.00	°
θ	0.00	°
β	0.00	°
ψ	15.00	°
H	11.0	m
H ₍₁₎	2.00	m
H _(2,n)	3.00	m
H _(n+1)	2.98	m
d	3.50	m



$$A = \tan(\phi - \beta - \omega_1)$$

$$B = \tan(\delta + \beta + \omega_1)$$

$$\rho_A = (\phi - \omega_1) + \tan^{-1} \left(\frac{(A(A^2 + 1)(A + B))^{1/2} - A^2}{1 + B(A^2 + 1)} \right)$$

$$P = \frac{E_A}{H - 1/3 H_1 - 1/3 H_4}$$

$$T_{H1A} = \left(\frac{2}{3} H_1 + \frac{1}{2} H_2 \right) P$$

$$P_E = \frac{2(E_E)}{H}$$

$$T_{H1E} = \left[\frac{P_E (2H - H_1 - H_2/2)}{2H} \right] \left(H_1 + \frac{H_2}{2} \right)$$

$$P_{ST} = \frac{(E_s + E_s \text{ sismo})}{H}$$

$$T_{H1ST} = \left(H_1 + \frac{1}{2} H_2 \right) P_{ST}$$

1ra fila anclajes			
L _{1L}	14.85 m	≥	9.00 m

$$L_{1L} = \frac{(H+d-H_1)\text{sen}(90^\circ-\rho_A)}{\text{sen}(\rho_A+\psi)}$$

L _L	15.00	m	OK
L _b	9.00	m	
L _T	24.00	m	

2da fila anclajes			
L _{2L}	11.81 m	≥	9.00 m

$$L_{2L} = \frac{(H_3+H_4+d)\text{sen}(90^\circ-\rho_A)}{\text{sen}(\rho_A+\psi)}$$

L _L	12.00	m	OK
L _b	9.00	m	
L _T	21.00	m	

3ra fila anclajes			
L _{3L}	8.76 m	≤	9.00 m

$$L_{3L} = \frac{(H_4+d)\text{sen}(90^\circ-\rho_A)}{\text{sen}(\rho_A+\psi)}$$

L _L	9.00	m	OK
L _b	9.00	m	
L _T	18.00	m	

FUERZAS EN LOS ANCLAJES BAJO CONDICION SISMICA
 Las fuerzas son obtenidas por medio del método de áreas aferentes para mantener una relación con las obtenidas en el estado de reposo.

Datos		
H	11.0	m
H ₍₁₎	2.00	m
H _(2,n)	3.00	m
H _(n+1)	2.98	m
P	38.81	kN/m ²
P _E	9.37	kN/m ²
S	4.04	kN/m ²

$$T_{H1} = \left(\frac{2}{3}H_1 + \frac{1}{2}H_2\right)P + \left[\frac{P_E}{2H}(2H-H_1-\frac{1}{2}H_2)\right]\left(H_1 + \frac{1}{2}H_2\right) + \left(H_1 + \frac{1}{2}H_2\right)P_T$$

$$T_{H2} = \left(\frac{1}{2}H_2 + \frac{1}{2}H_3\right)P + \frac{P_E}{8H}(4HH_2 - 3H_2^2 - 4H_1H_2 + 4H_3H - 4H_1H_3 - 3H_2H_3 - H_3^2) + \left(\frac{1}{2}H_2 + \frac{1}{2}H_3\right)P_T$$

$$T_{H3} = \left(\frac{1}{2}H_3 + \frac{23}{48}H_4\right)P + \frac{P_E}{8H}(4HH_3 + 3H_4^2 + H_3^2) + \left(\frac{1}{2}H_3 + \frac{1}{2}H_4\right)P_T$$

$$R_B = \left(\frac{3}{16}H_1\right)P + \frac{P_E}{8H}H_1^2 + \left(\frac{1}{2}H_1\right)P_T$$

T _{H1}	151.68	kN/m
T _{H2}	144.82	kN/m
T _{Hn}	133.33	kN/m
R _B	28.65	kN/m

CARGAS DE DISEÑO DE ANCLAJES BAJO CONDICION SISMICA		
S _H	2.0	m
ψ	15	°
T _{D1}	314.05	kN
T _{D2}	299.86	kN
T _{Dn}	276.06	kN

$$T_D = \frac{T_H \times S_H}{\cos \psi}$$

Carga de Diseño asumida		
T _{diseño}	400.00	kN

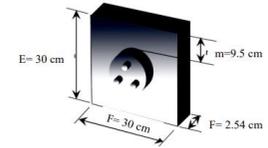
COMPARACION DE LAS FUERZAS DE DISEÑO DE LOS ANCLAJES EN AMBOS ESTADOS

TIPO	FUERZA	Condición Estática (Kn)	Condición Dinámica (Kn)	Usar (Kn)
Anclaje 1	T _{D1}	377.73	314.05	377.73
Anclaje 2	T _{D2}	392.64	299.86	392.64
Anclaje 3	T _{D1}	383.85	276.06	383.85
Reacción base	R _B	39.98	28.65	39.98
			TD=	392.64

VARILLA CORRUGADA DE ANCLAJE		
Carga Preesfuerzo inicial		
Datos		
T _{diseño}	320,00	kN
T _{diseño}	320000,00	N
T _{pu}	420,00	Mpa
T _{pu}	420000000	Pa
As req	0,000761905	m2
As req	7,62	cm2
φ	18	mm
As	2,54	cm2
N°	3	u
As real	7,63	cm2
OK		
Se utiliza 3 φ 18 mm		

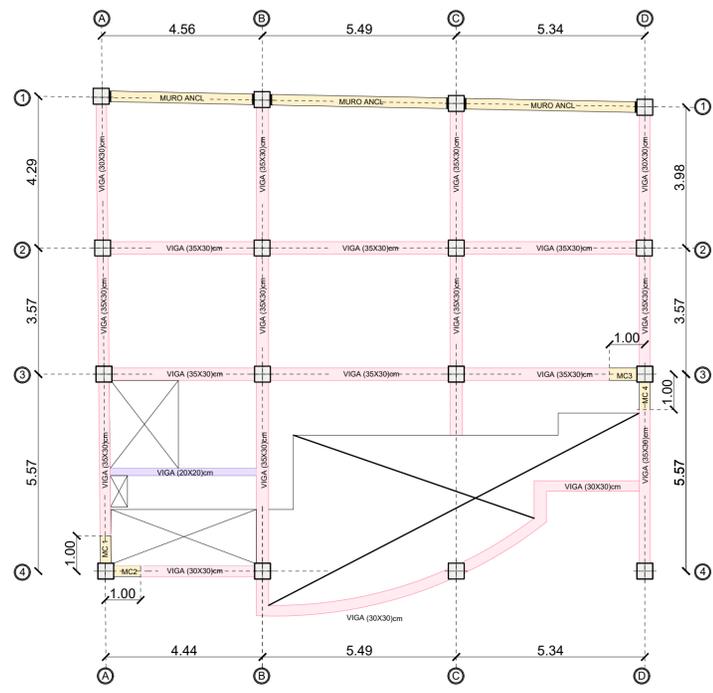
DISEÑO DE LA PANTALLA DE REVESTIMIENTO		
Momento max (+) vertical		
Datos		
P =	58.21	kN/m2
P _S =	5.00	kN/m2
M _{u (pos)} =	77.48	kN-m/m
$M_{u(Poz)} = \frac{1}{10} H_1^2 (\Gamma_{EH} P + \Gamma_i P_i)$		
Momento flexionante por la condición sísmica		
Datos		
H =	11.0	m
H ₍₁₎ =	2.00	m
H _(2,n) =	3.00	m
H _(n+1) =	2.98	m
P _A =	38.81	kN/m ²
P _E =	9.37	kN/m ²
P _{ST} =	4.04	kN/m ²
P _{E2} =	7.67	kN/m ²
M _{u (pos)} =	64.73	kN-m/m
$M_{u(Poz)} = \frac{1}{10} (\Gamma_{EH} P_A + \Gamma_i P_i + \Gamma_{EQ} P_{E2} + \Gamma_{EQ} P_{sismo}) H_1^2$		
Momento asumido		
M _{u (pos)} =	77.48	kN-m/m
Área de acero requerido para la pantalla por flexión positiva		
B	100	cm
t _f	30	cm
d	25	cm
M _{u (pos)}	77.48	kN*m
EQ = 0	2006700.0	
Cuantía (r)	0.00270	
usar	0.00270	
As	6.75	cm2
f Flexion	6 φ 12mm	
Acero colocado anteriomrente OK		
Usar 6 φ 12mm @20cm		

DISEÑO DE LA PLACA		
E	30	cm
r	9.5	cm
F	30	cm
f	2.54	cm
Acri	0.054422	m ²
Dp	11	cm
m	0.095	m
Ap	0.09	m ²
OK		
M	0.020	Mn*m
tp	2.313	cm
tp asum	2.5	cm

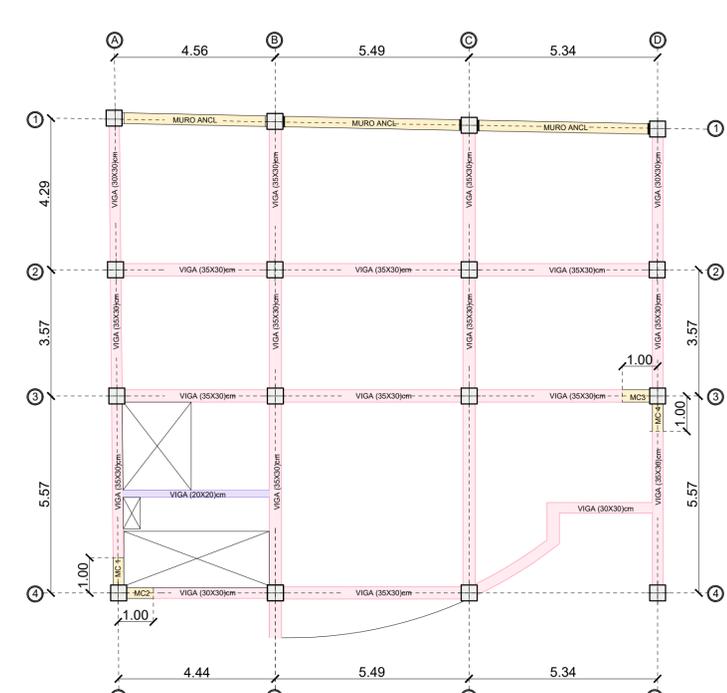


Fuente: Autor

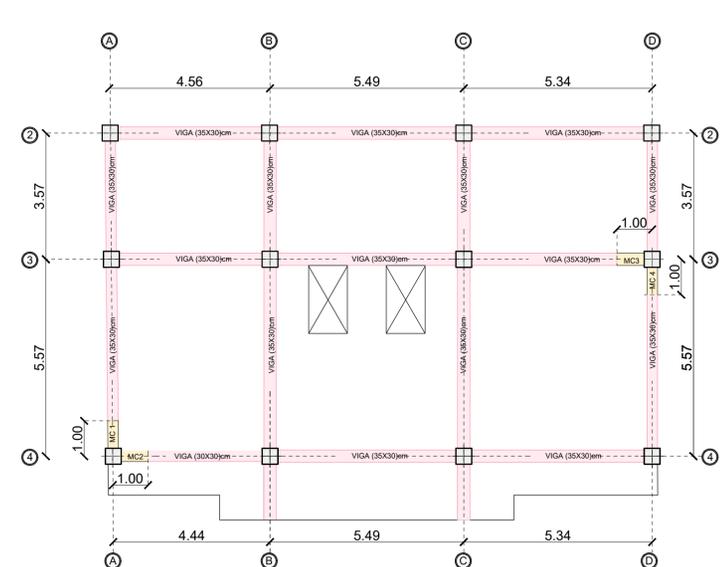
ANEXO E: Planos



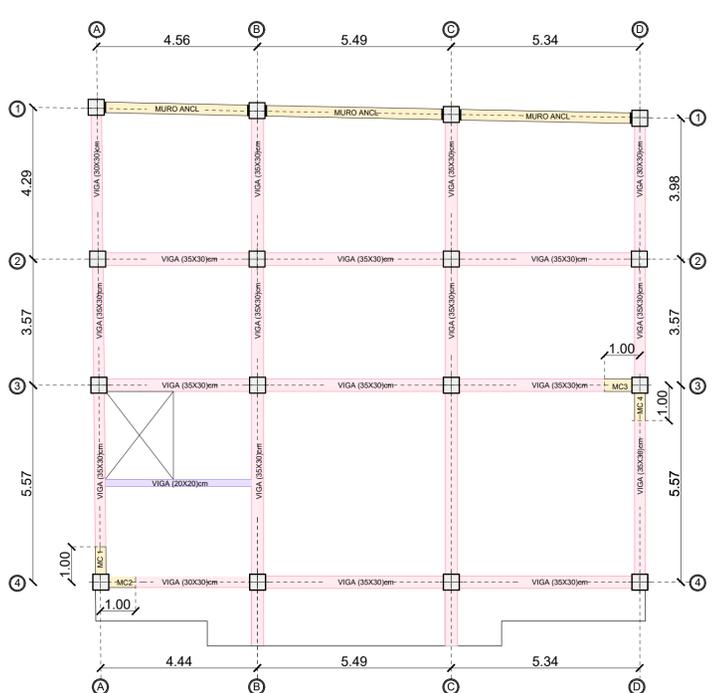
LOSA TIPO N+2.88
ESC: 1 100



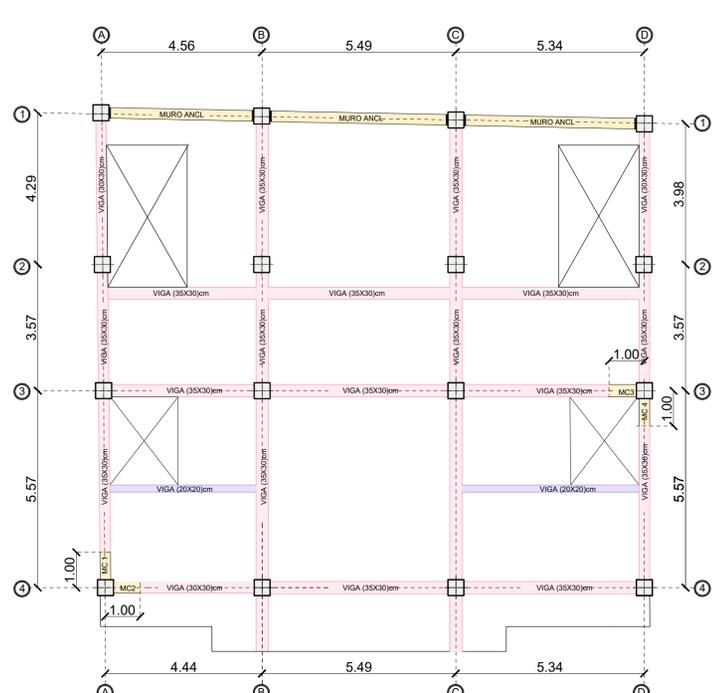
LOSA TIPO N+5.58
ESC: 1 100



LOSA TIPO N+13.68
ESC: 1 100



LOSA TIPO N+8.28
ESC: 1 100



LOSA TIPO N+10.98
ESC: 1 100

PLANILLA DE ACERO ESTRUCTURAL

RESUMEN DE HIERRO CORRUGADO					ESPECIFICACIONES TÉCNICAS				
LONG. COME	8	10	12	14	16	18	20	25	GENERALIDADES: EL DISEÑO DEL HORMIGÓN ARMADO CUMPLE CON LAS NORMAS TÉCNICAS DE LOS CODIGOS NEC-2015 Y ACI318-14. EL DISEÑO DEL ACERO ESTRUCTURAL CUMPLE CON LAS NORMAS TÉCNICAS DEL CODIGO AISC360-10. LOS DETALLES QUE AQUÍ NO CONSTAN SE DEBERÁN REGIR POR DICHO CODIGO.
6.00									
9.00									
12.00									
Kg									

ACERO $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ PESO TOTAL: NOTA: Las dimensiones prevalecen sobre el dibujo

RESUMEN DE HORMIGÓN EN LÁMINA		TRASLAPES		RECUBRIMIENTOS	
DIAMETRO	LONGITUD	ELEMENTOS	cm.		
mm	cm	COLUMNAS	3.0		
10	60	VIGAS	3.0		
12	72	CIEMENTACIONES	5.0		
14	84	LOSAS	2.5		
16	96	CONTAC. AGUA	5.0		
18	108	ALIVIANMIENTOS			
20	120				
22	132	10 x 20 x 40			
25	150	15 x 20 x 40			
32	192	20 x 20 x 40			

HORMIGÓN $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ VOLUMEN TOTAL:



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

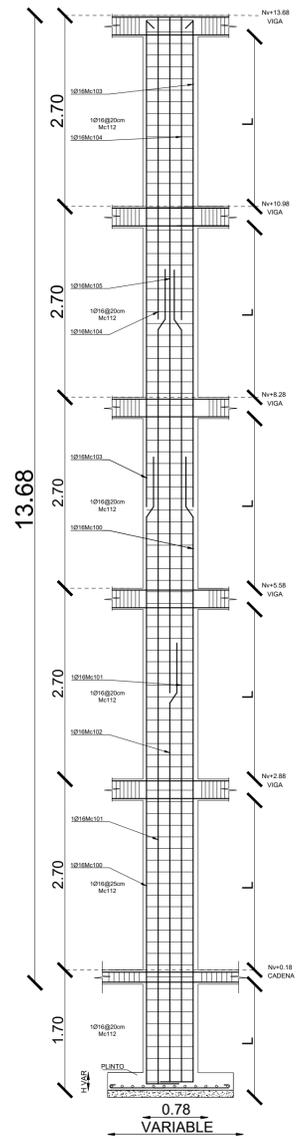
PROYECTO: Reforzamiento Estructural del edificio ACT CONSULTORES

UBICACIÓN: Av. Atahualpa Parroquia Huachi Chico - Cantón Ambato

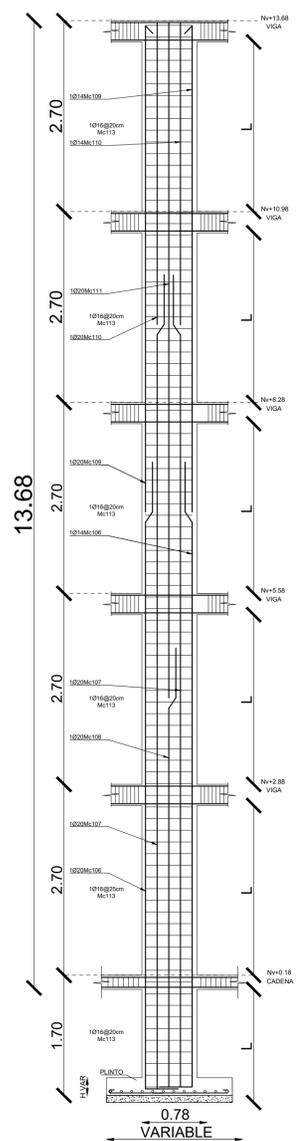
CONTIENE: Reforzamiento estructural con muros de corte -Ubicación de muros en planta N+2.88 - N+5.58 -N+8.28 -N+10.98 -N+13.68

ESCALAS: Indicadas FECHA: FEBRERO - 2024 DIBUJO: JCAR - 0969036578 LÁMINA No.: EST 01 - 01/03

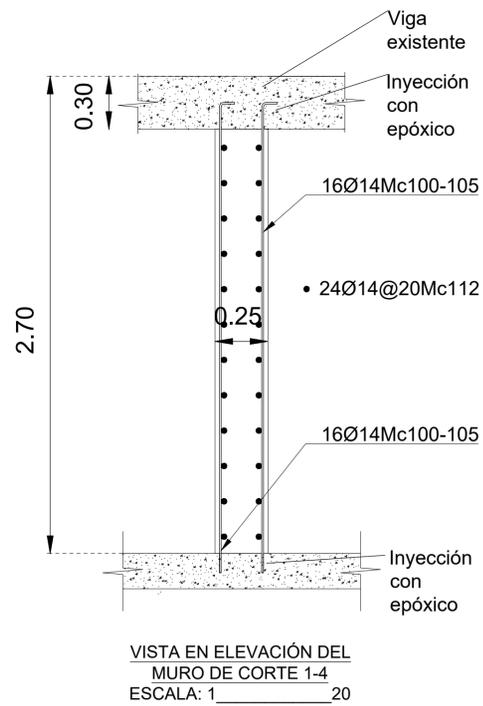
ELABORADO POR: Fernando José Cárdenas López APROBADO POR: Lourdes Gabriela Paredes Villa Ingeniera Civil



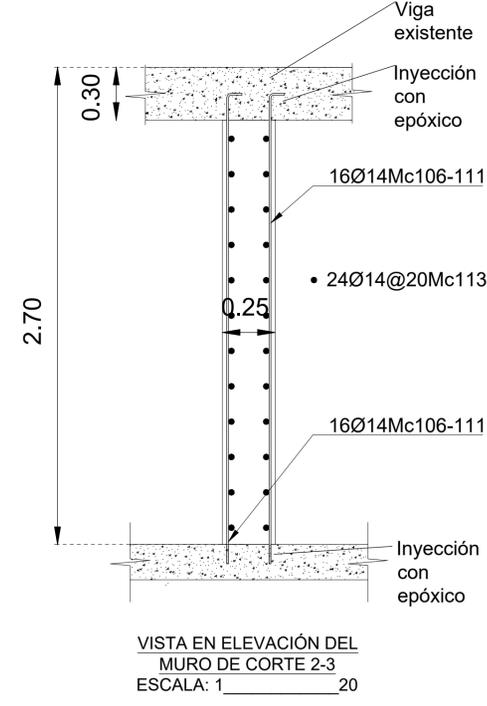
DETALLE DE MUROS DE CORTE 1-4
ESCALA: 1/50



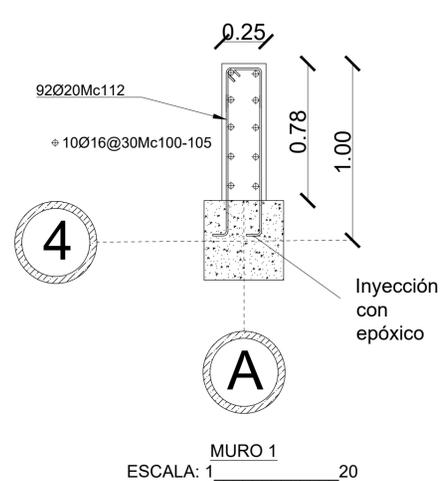
DETALLE DE MUROS DE CORTE 2-3
ESCALA: 1/50



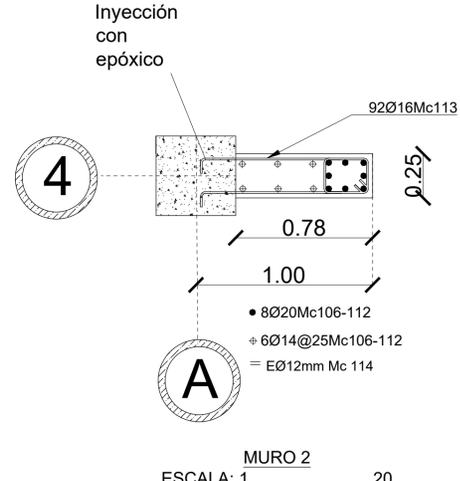
VISTA EN ELEVACIÓN DEL MURO DE CORTE 1-4
ESCALA: 1/20



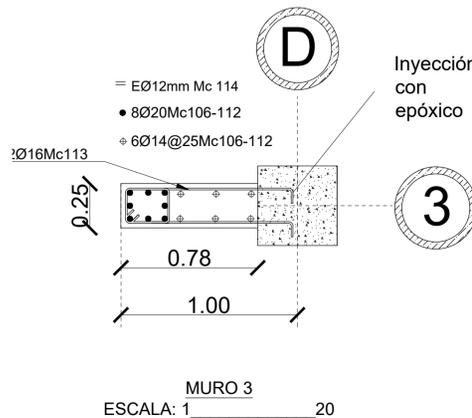
VISTA EN ELEVACIÓN DEL MURO DE CORTE 2-3
ESCALA: 1/20



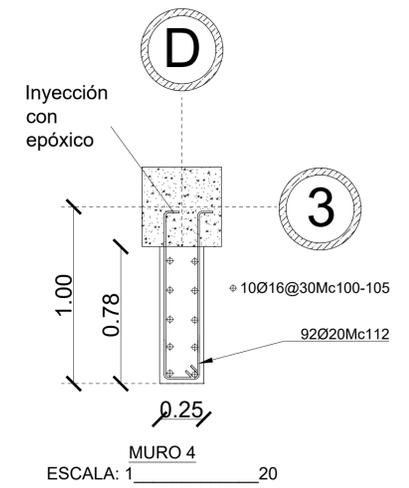
MURO 1
ESCALA: 1/20



MURO 2
ESCALA: 1/20

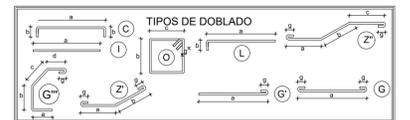


MURO 3
ESCALA: 1/20



MURO 4
ESCALA: 1/20

PLANILLA DE ACERO ESTRUCTURAL											
Mc	Tipo	Ø	N°	Dimensiones					Long.Des.	Long. Tot.	Obs.
				a	b	c	d	g			
ARMADO DE MUROS											
100	L	16	64	8.00	1 x 1.55			9.55	611.20		
101	L	16	64	10.75	1 x 1.55			12.30	787.20		
102	L	16	32	5.35	1 x 1.55			6.90	220.80		
103	I	16	64	6.90				6.90	441.60		
104	I	16	64	4.25				4.25	272.00		
105	I	16	32	9.55				9.55	305.60		
106	L	20	64	8.00	1 x 1.55			9.55	611.20		
107	L	20	64	10.75	1 x 1.55			12.30	787.20		
108	L	20	32	5.35	1 x 1.55			6.90	220.80		
109	I	20	64	6.90				6.90	441.60		
110	I	20	64	4.25				4.25	272.00		
111	I	20	32	9.55				9.55	305.60		
112	C	16	92	1.00				1.00	92.00		
113	C	16	92	1.00				1.00	92.00		
114	O	14	184	2 x 0.20	2 x 0.20	2 x 0.20	2 x 0.08	0.96	176.64		



NOTA: Es de estricta responsabilidad del constructor cumplir lo detallado en los planos especialmente: Profundidad de cimentación, secciones propuestas, diámetros y cantidad de varillas, recubrimientos, longitudes de anclaje de gancho y pata. Ya que estos detalles son los que le dan el carácter de sismo resistente a la edificación.
Cualquier cambio, omisión u adición durante el proceso constructivo, el diseñador se deslinda de responsabilidad por lo que el constructor propietario ejecute en obra.

RESUMEN DE HIERRO CORRUGADO				ESPECIFICACIONES TÉCNICAS				
LONG.	DIAMETRO DE VARILLAS COMERCIALES			GENERALIDADES: EL DISEÑO DEL HORMIGÓN ARMADO CUMPLE CON LAS NORMAS TÉCNICAS DE LOS CODIGOS NEC-2015 Y ACI318-14. EL DISEÑO DEL ACERO ESTRUCTURAL CUMPLE CON LAS NORMAS TÉCNICAS DEL CODIGO AISC360-10. LOS DETALLES QUE AQUÍ NO CONSTAN SE DEBERAN REGIR POR DICHO CODIGO.				
COMÉ.	8	10	12	14	16	18	20	25
6.00								
9.00								
12.00				15u	235u	220u		
Kg				213	4454	6606		
ACERO fy = 4200 Kg/cm ²	PESO TOTAL:			11173kg				
RESUMEN DE HORMIGÓN EN LÁMINA				NOTA: Las dimensiones prevalecen sobre el dibujo				
MUIROS DE CORTE				TRASLAPES		RECUBRIMIENTOS		
13.68 m ³				DIAMETRO	LONGITUD	ELEMENTOS	cm.	
				mm	cm	COLUMNAS	3.0	
				10	60	VIGAS	3.0	
				12	72	CIMENTACIONES	5.0	
				14	84	LOSAS	2.5	
				16	96	CONTAC. AGUA	5.0	
				18	108	ALIVIANAMIENTOS		
				20	120			
				22	132	10 x 20 x 40		
				25	150	15 x 20 x 40		
HORMIGÓN Fc = 210 Kg/cm ²				VOLUMEN TOTAL:		13.68 m ³		
				32	192	20 x 20 x 40		

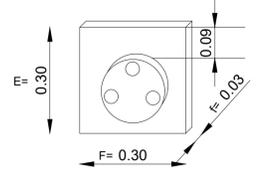
UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO: Reforzamiento Estructural del edificio ACT CONSULTORES
UBICACIÓN: Av. Atahualpa, Parroquia Huachi Chico - Cantón Ambato

CONTIENE: -Detalles de muro de corte

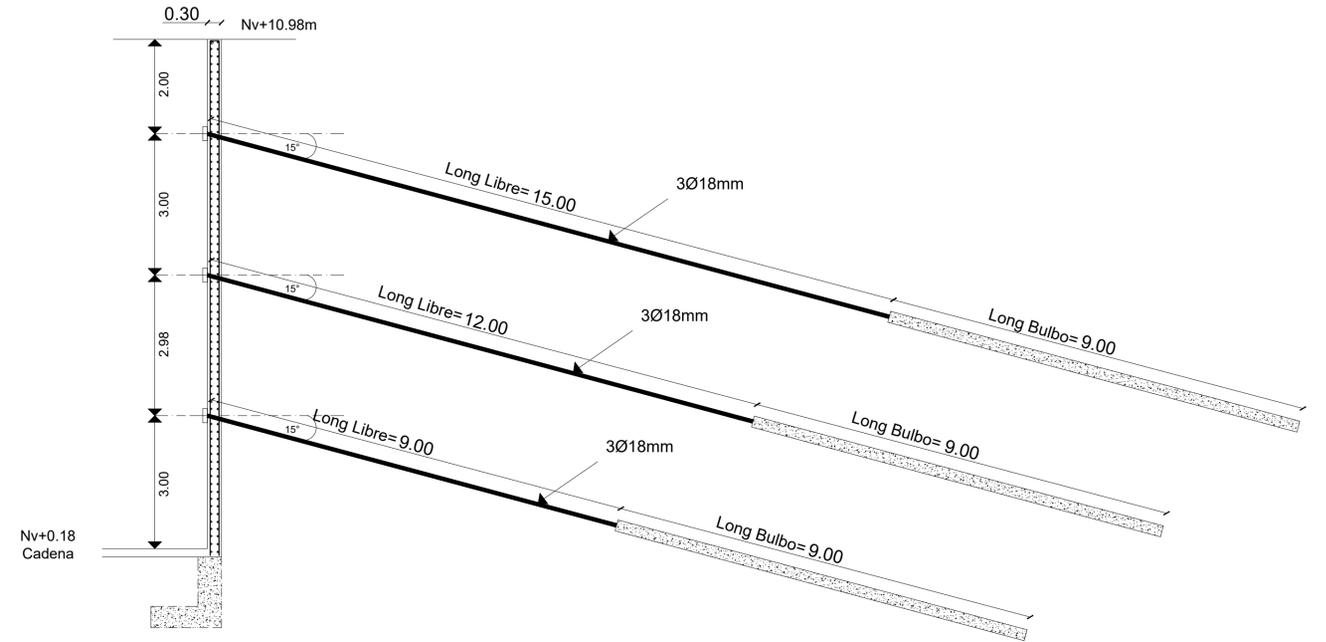
ESCALAS: Indicadas
FECHA: FEBRERO - 2024
DIBUJO: JCAR - 0969036578
LÁMINA No.: EST 01 - 02 / 03

ELABORADO POR: Fernando José Cárdenas López
APROBADO POR: Lourdes Gabriela Pajuelo Villa, Ingeniera Civil

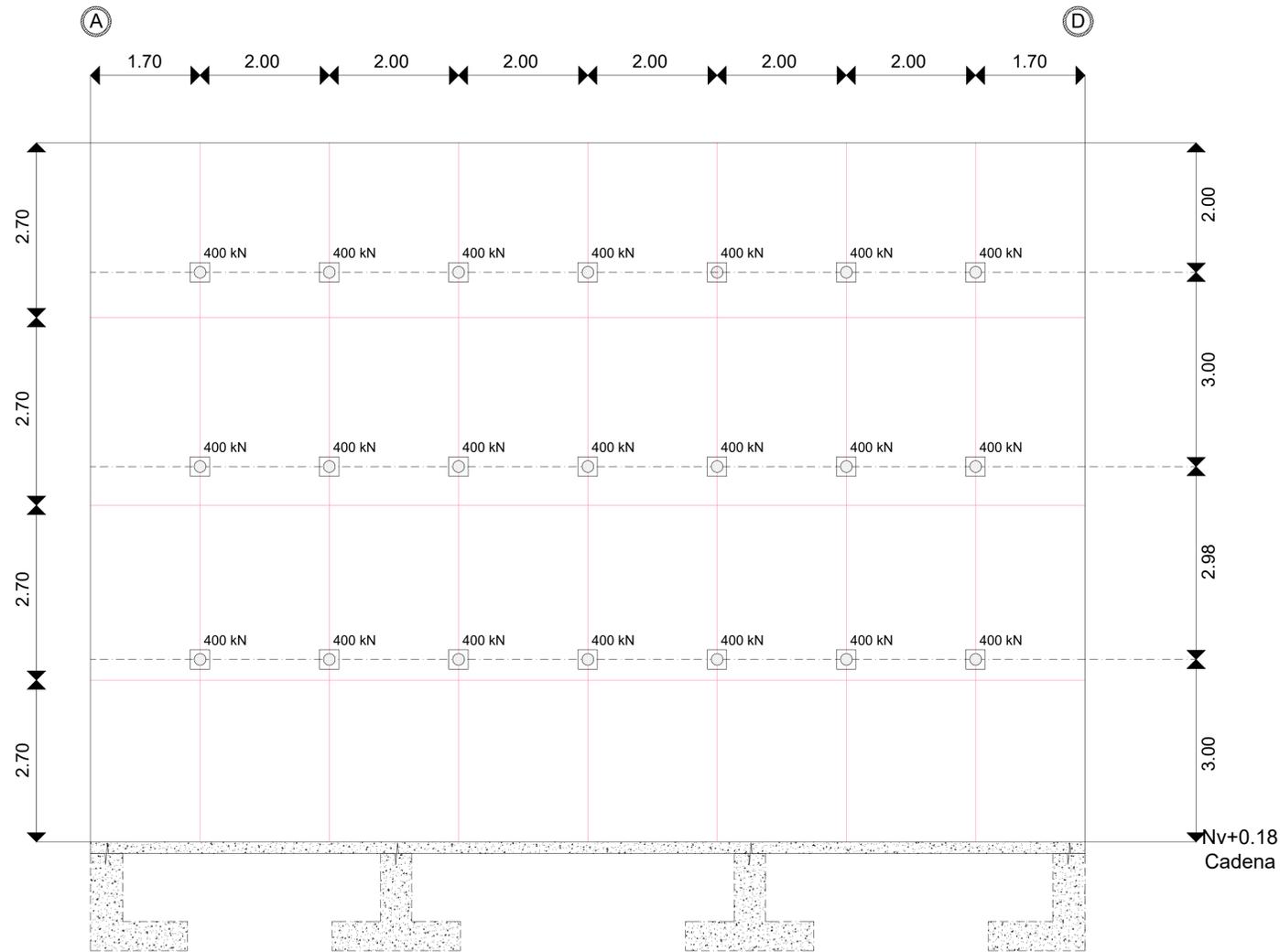


CORTE PLACA ANCLAJE
ESCALA: 1/10

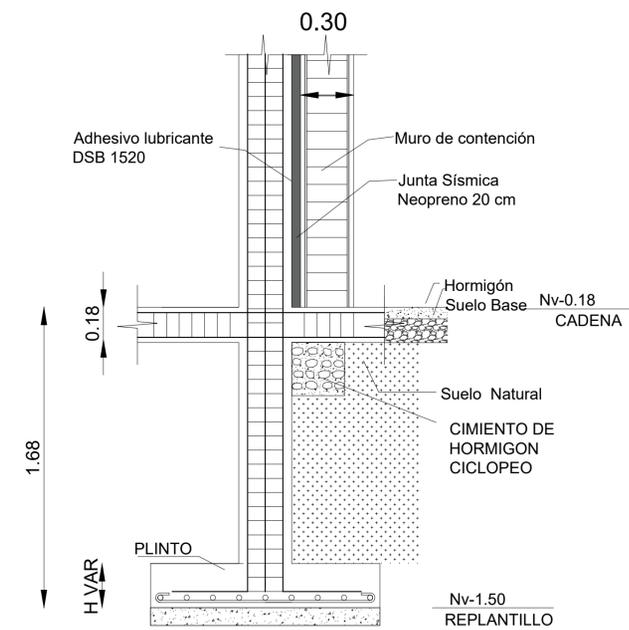
NOTA: Es de estricta responsabilidad del constructor cumplir lo detallado en los planos especialmente: Profundidad de cimentación, secciones propuestas, diámetros y cantidad de varillas, recubrimientos, longitudes de anclajes de ganchos y patas. Ya que estos detalles son los que le dan el carácter de sismo-resistente a la edificación. Cualquier cambio, omisión u alteración durante el proceso constructivo, el diseñador se deslinda de responsabilidad por lo que el constructor - propietario ejecute en obra.



CORTE EN ELEVACIÓN MURO ANCLADO
ESCALA: 1/75



DETALLE EN ELEVACIÓN MURO ANCLADO
ESCALA: 1/50



DETALLE JUNTA SÍSMICA COLUMNA-MURO
ESCALA: 1/20

PLANILLA DE ACERO ESTRUCTURAL

RESUMEN DE HIERRO CORRUGADO					ESPECIFICACIONES TÉCNICAS				
LONG. COME:	8	10	12	14	16	18	20	25	GENERALIDADES: EL DISEÑO DEL HORMIGON ARMADO CUMPLE CON LAS NORMAS TECNICAS DE LOS CODIGOS NEC-2015 y ACI318-14. EL DISEÑO DEL ACERO ESTRUCTURAL CUMPLE CON LAS NORMAS TECNICAS DEL CODIGO AISC360-10. LOS DETALLES QUE AQUI NO CONSTAN SE DEBERAN REGIR POR DICHO CODIGO.
6.00									
9.00									
12.00									
Kg							NOTA: Las dimensiones prevalecen sobre el dibujo.		
ACERO fy = 4200 Kg/cm ²	PESO TOTAL:								
RESUMEN DE HORMIGON EN LÁMINA					TRASLAPES		RECUBRIMIENTOS		
BULBO	21.6 m ³				DIAMETRO	LONGITUD	ELEMENTOS	cm.	
					mm	cm	COLUMNAS	3.0	
					10	60	VIGAS	3.0	
					12	72	CIMENTACIONES	5.0	
					14	84	LOSAS	2.5	
					16	96	CONTAC. AGUA	5.0	
					18	108	ALIVIANAMIENTOS		
					20	120			
					22	132	10 x 20 x 40		
					25	150	15 x 20 x 40		
					32	192	20 x 20 x 40		
HORMIGON Fc = 210 Kg/cm ²	VOLUMEN TOTAL: 21.6 m ³								

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

PROYECTO: Reforzamiento Estructural del edificio ACT CONSULTORES
UBICACIÓN: Av. Atahualpa Parroquia Huachi Chico - Cantón Ambato

CONTIENE: -Detalle Junta de separación -Detalles de muro anclado

ESCALAS: Indicadas	FECHA: FEBRERO - 2024	DIBUJO: JCAR - 0969036578	LÁMINA No.: EST 01 - 03 /03
ELABORADO POR: Fernando José Cárdenas López		APROBADO POR: Lourdes Gabriela Paredes Villa Ingeniera Civil	