



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

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

TEMA:

**“ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO COOPERATIVA
DE AHORRO Y CRÉDITO CHIBULEO UBICADO EN EL CANTÓN
MACHALA”**

Autor: Esau Ernesto Pintag Quitio

Tutor: Ing. Wladimir José Ramírez Cabrera, Mg.

AMBATO – ECUADOR

Febrero - 2024

APROBACIÓN DEL TUTOR

En mi calidad de Tutor del Trabajo Experimental, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, con el tema: **“ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO COOPERATIVA DE AHORRO Y CRÉDITO CHIBULEO UBICADO EN EL CANTÓN MACHALA”**, elaborado por el Sr. Esau Ernesto Pintag Quitio, portador de la cédula de ciudadanía: C.I. 1850217215, estudiante de la Carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Certifico:

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

Ambato, febrero 2024



Ing. Wladimir José Ramírez Cabrera, Mg.

TUTOR

AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, **Esau Ernesto Pintag Quitio**, con C.I. 1850217215, declaro que todos los contenidos y actividades expuestos en el presente Trabajo Experimental con el tema: **“ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO COOPERATIVA DE AHORRO Y CRÉDITO CHIBULEO UBICADO EN EL CANTÓN MACHALA”**, así como también los análisis estadísticos, ideas, criterios, tablas, gráficos, conclusiones y recomendaciones son de mi exclusiva responsabilidad como autor del proyecto, a excepción de las referencias bibliográficas citadas en el mismo.

Ambato, febrero 2024



Esau Ernesto Pintag Quitio

C.I. 1850217215

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 proceso 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



Esau Ernesto Pintag Quitio

C.I. 1850217215

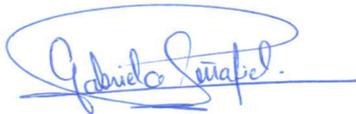
AUTOR

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros del Tribunal de Grado aprueban el informe del Trabajo Experimental, realizado por el estudiante Esau Ernesto Pintag Quitio de la Carrera de Ingeniería Civil bajo el tema: **“ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO COOPERATIVA DE AHORRO Y CRÉDITO CHIBULEO UBICADO EN EL CANTÓN MACHALA”**.

Ambato, febrero 2024

Para constancia firma



Ing. Lourdes Gabriela Peñafiel Valla, Mg.
MIEMBRO CALIFICADOR



Ing. Carlos Patricio Navarro Peñaherrera, Mg.
MIEMBRO CALIFICADOR

DEDICATORIA

Quiero dedicar este trabajo experimental en primer lugar a mi primer amor que es Dios, que gracias a su amor incondicional me ha dado esa fuerza de seguir adelante y sobre todo conseguir un logro más, con el objetivo de usarlo para bien, poder impartir su verdadero amor hacia los demás y a las personas que me rodean.

A toda mi familia tanto mi papi (Pedro Pintag), mi mami (Luz María), mis dos hermanos mayores (Marco Pintag y David Pintag) que han sido un apoyo incondicional en el trascurso de todo este proceso que ha sido en la Universidad además para mis abuelitos, tíos, primos, amigos, muchas gracias por todo.

AGRADECIMIENTO

Agradezco mucho a Dios, que gracias a su inmenso amor y sin si quiera conocerme mando a su hijo a morir por mis pecados, aun siendo un hijo que comete muchos errores a estado ahí para cuidarme, guiarme y como no, corregirme, no solamente en esta gran etapa, sino en todo el transcurso de mi vida, para que pueda conseguir este propósito con él fin de ser usado como un instrumento y poder compartir su amor incondicional.

A mis padres, que sin darme cuenta sacrificaron mucho para darme el estudio, tal vez de pequeño no entendía o no me daba cuenta, pero ahora sé cuánto fue ese sacrificio como: sueños, metas personales para darme todo esto, no hay mejor herencia que me pudieron dar que haya sido el estudio y sé que todo el sacrificio que hicieron no fue en vano.

A mis hermanos, de igual manera hicieron mucho por mí, no solamente en la parte económica si no también que fueron como unos padres más aconsejándome, guiándome y sobre todo cuidándome, porque en algún momento de su vida tuvieron que sacrificar algo de su vida por mí sin siquiera titubear, si mis padres no estaban claramente podía confiar en los dos que iban a estar ahí, no me imagino que hubiese sido de mi sin ellos dos.

Al Ingeniero Wladimir Ramírez por ayudarme en este proceso de titulación, que sin interés alguna me ha ilustrado con su conocimiento.

A todos mis amigos y compañeros ya que en el trascurso de mis estudios se llegó a adquirir conocimiento conjuntamente con cada uno de ellos, sean buenos o malos pero que de alguna u otra manera tuvimos experiencias de la gran importancia del trabajo en equipo.

Esta investigación fue financiada por la Universidad Técnica de Ambato, Dirección de Investigación y Desarrollo, Proyecto de Investigación PFICM27 “Aplicación de vibración ambiental para el estudio de la frecuencia natural de estructuras de edificación de hormigón armado existentes en la zona urbana del cantón Latacunga”.

ÍNDICE GENERAL

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 GENERAL.....	viii
ÍNDICE DE TABLAS	x
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xii
RESUMEN EJECUTIVO	xiv
ABSTRACT.....	xv
CAPITULO I.- MARCO TEÓRICO.....	1
1.1 Antecedentes Investigativos.....	1
1.2 Objetivos	6
1.2.1 Objetivo General	6
1.2.2 Objetivos Específicos.....	6
CAPÍTULO II.- METODOLOGÍA	7
2.1 Materiales.....	7
2.2 Métodos	8
2.2.1 Fase preliminar	8
2.2.2 Fase 1: Análisis sísmico lineal	8
2.2.3 Fase 2. Análisis no lineal (PUSHOVER).....	11
2.2.4 Fase 3: Propuesta de reforzamiento estructural.....	17

CAPÍTULO III.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN	19
3.1 Análisis y discusión de los resultados.....	19
3.1.1 Resultados de la fase preliminar.....	19
3.1.2 Resultados del análisis de la respuesta estructural mediante análisis sísmico lineal	27
3.1.3 Resultados del análisis no lineal Pushover.....	41
3.1.4 Propuesta de reforzamiento	53
3.2 Prueba de hipótesis	63
CAPITULO IV.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	64
4.1 CONCLUSIONES.....	64
4.2 RECOMENDACIONES.....	65
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	66
ANEXOS	70

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Coeficiente de carga sísmica	10
Tabla 2. Coeficientes para el cálculo del punto de desempeño.....	15
Tabla 3. Datos de la edificación	20
Tabla 4. Resumen de armado de columnas de 0.75x45	21
Tabla 5. Resumen de armado de vigas.....	21
Tabla 6. Detalle de probetas	22
Tabla 7. Resistencia a la compresión de cilindros	24
Tabla 8. Probetas de acero corrugado	25
Tabla 9. Resistencia a la fluencia	25
Tabla 10. Resumen de carga muerta por ocupación.....	29
Tabla 11. Resumen de cargas vivas	29
Tabla 12. Coeficientes para el espectro de respuesta.....	29
Tabla 13. Períodos de vibración y masa de participación modal	31
Tabla 14. Porcentaje de torsión en planta	32
Tabla 15. Cortante basal estático y cortante basal dinámico.....	32
Tabla 16. Derivas máximas inelásticas sismo estático.....	33
Tabla 17. Derivas máximas inelásticas sismo dinámico	33
Tabla 18. Momento de diseño	33
Tabla 19. Torsión en viga.....	35
Tabla 20. Momentos de diseño y acero mínimo requerido	36
Tabla 21. Momentos y cargas actuantes en columna (0.70 x 0.45) m Sentido “Y” ..	37
Tabla 22. Momentos y cargas actuantes en columna (0.70 x 0.45) m Sentido “X” ..	38
Tabla 23. Longitud de rótulas plásticas (Vigas).....	44
Tabla 24. Longitud de rótulas plásticas (Columnas).....	45

Tabla 25. Niveles de amenaza y PGA Rock Machala.....	45
Tabla 26. Coeficiente para los espectros elásticos	45
Tabla 27. Rótulas plásticas sentido “X”	46
Tabla 28. Rótulas plásticas sentido “Y”	47
Tabla 29. Objetivo de desempeño sentido “X”	50
Tabla 30. Objetivo de desempeño sentido “Y”	51
Tabla 31. Propuesta de reforzamiento.....	53
Tabla 32. Períodos de vibración y masa de participación modal (estructura reforzada)	54
Tabla 33. Porcentaje de torsión en planta	54
Tabla 34. Cortante basal estático y cortante basal dinámico.....	55
Tabla 35. Derivas máximas inelásticas sismo estático.....	55
Tabla 36. Derivas máximas inelásticas sismo dinámico	55
Tabla 37. Momentos de diseño y acero mínimo requerido	56
Tabla 38. Momentos y cargas actuantes en columna (0.70 x 0.45) m Sentido “Y”..	56
Tabla 39. Momentos y cargas actuantes en columna (0.70 x 0.45) m Sentido “X”..	57
Tabla 40. Objetivo de desempeño sentido X-X	61
Tabla 41. Objetivo de desempeño sentido Y-Y	62

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Criterios numéricos de aceptación de los procedimientos no lineales - vigas de hormigón armado.	12
Figura 2. Criterios numéricos de aceptación de los procedimientos no lineales - columnas de hormigón armado.	13
Figura 3. Desempeño y demanda por deformación para estructuras dúctiles.....	13
Figura 4. Bilineal Fuerza vs desplazamiento	14
Figura 5. Amenaza sísmica vs niveles de desempeño	15
Figura 6. Sectorización de la curva de capacidad	16
Figura 7. Tipo de reforzamientos para vigas y columnas	18
Figura 8. Reforzamiento estructural incorporando muros de concreto.....	18
Figura 9. Ubicación del proyecto	19
Figura 10. Vista tipo	20
Figura 11. Losa alivianada $e=25$ cm	21
Figura 12. Proveedor Hormic, fundición de columnas, vigas y losa.	22
Figura 13. Ensayo de compresión del hormigón.....	23
Figura 14. Verificación en obra	26
Figura 15. Armado de columnas en obra	26
Figura 16. Armado de vigas y losa en obra	27
Figura 17. Espectro elástico e inelástico para suelo tipo E.....	30
Figura 18. Diagrama de interacción Y	37
Figura 19. Diagrama de interacción X.....	39
Figura 20. Porcentaje de demanda	40
Figura 21. Esfuerzo vs Deformación	42
Figura 22. Esfuerzo vs deformación del acero.....	42

Figura 23. Rótula plástica de viga (40x60) cm.	43
Figura 24. Rótula plástica de viga (30x25) cm.	43
Figura 25. Rótula plástica de columna (70x45) cm.	44
Figura 26. Espectro elástico para diferentes niveles de sismo.....	46
Figura 27. Rótulas plásticas sentido X-X paso 29.	47
Figura 28. Rótulas plásticas sentido X-X paso 10.	47
Figura 29. Curva de capacidad X-X, Y-Y COAC Chibuleo.....	48
Figura 30. Representación bilineal sentido “X-X”	49
Figura 31. Representación bilineal sentido “Y-Y”	49
Figura 32. Punto de desempeño para diferentes sismos sentido X-X.....	50
Figura 33. Punto de desempeño para un sismo frecuente Y-Y.....	51
Figura 34. Diagrama de interacción Y	57
Figura 35. Diagrama de interacción X.....	58
Figura 36. Porcentaje de demanda	59
Figura 37. Curva de capacidad sentido X-X e Y-Y	59
Figura 38. Representación bilineal sentido “X-X”	60
Figura 39. Representación bilineal sentido “Y-Y”	60
Figura 40. Punto de desempeño para diferentes sismos sentido X-X.....	61
Figura 41. Punto de desempeño para diferentes sismos sentido Y-Y.....	62

RESUMEN EJECUTIVO

A través de investigaciones científicas, se comprende que un análisis estático lineal no era suficiente para comprender el comportamiento de una estructura, por ello la necesidad de analizarlo bajo un régimen no lineal.

El presente trabajo experimental para su desarrollo se realizó en 4 fases: Fase inicial, consistió en recopilar todos los datos necesarios del edificio, planos estructurales, arquitectónicos, ensayos destructivos del hormigón y acero determinando las propiedades mecánicas del material con sus respectivos informes de control de calidad, para su comprobación, con la finalidad de implementar un modelo matemático tridimensional en un software de ingeniería. Para la primera, se analizó la respuesta estructural mediante análisis sísmico lineal verificando: período de vibración, masa participativa, torsión en planta, cortante basal estático, cortante basal dinámico, derivas de piso, elementos estructurales (vigas, columnas) y criterios de sismorresistencia según la NEC-SE-DS-15. Para la segunda, se calculó la curva de capacidad mediante el análisis Pushover y se evaluaron los objetivos de comportamiento, propuestos por el comité VISION 2000 para un sismo frecuente, ocasional, raro y muy raro mediante el método de los coeficientes de la ASCE 41-13.

Como resultado, en la fase 3 se propuso un método de reforzamiento óptimo a nivel de elemento estructural, de acuerdo con los datos del análisis sísmico lineal y del análisis sísmico estático no lineal, y se realizaron nuevamente los análisis de las fases 1 y fase 2 con la finalidad de comprobar si el reforzamiento fue óptimo para la edificación.

Palabras claves: Análisis lineal, estático no-lineal, Pushover, curva de capacidad, objetivo de desempeño, reforzamiento, recrecido de hormigón.

ABSTRACT

Through scientific research, it is understood that a linear static analysis was not enough to understand the behavior of a structure, hence the need to analyze it under a non-linear regime.

The present experimental work for its development was carried out in 4 phases: Initial phase, consisted of collecting all the necessary data of the building, structural and architectural plans, destructive tests of concrete and steel, determining the mechanical properties of the material with their respective control reports. quality, for verification, with the purpose of implementing a three-dimensional mathematical model in engineering software. For the first, the structural response was analyzed through linear seismic analysis, verifying: vibration period, participatory mass, plan torsion, static basal shear, dynamic basal shear, floor derivatives, structural elements (beams, columns) and seismic resistance criteria according to per NEC-SE-DS-15. For the second, the capacity curve was calculated using Pushover analysis and the behavioral objectives proposed by the VISION 2000 committee for a frequent, occasional, rare and very rare earthquake were evaluated using the ASCE 41 coefficient method. 13.

As a result, in phase 3, an optimal strengthening method at the structural element level was proposed, according to the data of linear seismic analysis and nonlinear static seismic analysis, and the analyzes of phases 1 and phase 2 were carried out again. .in order to check if the reinforcement was optimal for the building.

Keywords: Linear analysis, non-linear static, Pushover, capacity curve, performance objective, reinforcement, concrete screed.

CAPITULO I.- MARCO TEÓRICO

1.1 Antecedentes Investigativos

Ecuador está dividido en cuatro regiones bien conocidas: la Costa, la Sierra, el Oriente y la Región Insular, siendo parte del segundo país con mayor número de fallas geológicas, como resultado de la geodinámica de la región. Con movimientos que rondan entre los 50-60 mm/año aproximadamente, Ecuador se ubica en una zona geodinámica muy activa y se encuentra dentro del cinturón de fuego del Pacífico [1], [2].

Está situado dentro del cinturón de fuego del Pacífico y, por tanto, su actividad sísmica es relativamente alta. De hecho, el peligro sísmico en el país se induce principalmente a dos tipos de fuentes sísmicas: la subducción (tanto interplaca como intraplaca) y la cortical (superficial), donde se lleva a cabo el proceso de acumulación y liberación de energía. Por ello, un evento sismológico muy significativo en la historia ecuatoriana fue el terremoto de 1906, que alcanzó una magnitud de 8,8 en la escala de Richter. Este evento fue uno de los mayores terremotos registrados, lo que enfatiza la necesidad de desarrollar diseños sismorresistentes más efectivos y avanzados para afrontar situaciones similares en el futuro [1], [2].

Sin embargo, el 16 de abril del 2016 en Manabí se produjo un sismo de 7,8 en la escala de Richter que causó grandes daños y en diciembre del 2016, 70.311 infraestructuras fueron inspeccionadas donde 20.510 viviendas se consideraron utilizables y 22.315 inseguras [3].

Debido a esto Bonachea Pico [4], en su tesis doctoral menciona que el Ecuador siendo un país en vía de desarrollo son uno de los más afectados debido a factores como: La localización, ya que se encuentran en zona de intensa actividad geodinámica, el desarrollo económico, social, político y cultural pues territorios con dichas características no aplican normas u ordenanzas territoriales que respalden los riesgos naturales.

Ahora bien, con la creación y la adaptación de normas existentes, se pretendía disminuir daños y preservar la vida ante un sismo de magnitud elevada como la que se presentó en Manabí [5]. Estudios realizados por Aguilar y Mielles [6] deducen que,

los problemas para que las edificaciones no soporten sismos de dicha magnitud fueron: El rango del período de diseño fue superior a la calculada de acuerdo a la NEC del año 2000, 2011 y 2015, aumento de niveles de pisos de una vivienda sin la necesidad de métodos de reforzamiento, estructuras flexibles, piso blando por la obligación de que la planta baja tenga una altura de 5 m y por último las ondas sísmicas fueron ampliadas por efecto del sitio. Podemos resumir que lo primordial para cualquier infraestructura es la necesidad de encontrar deficiencias que existe en una estructura mediante modelos matemáticos, dinámicos, estáticos para descubrir el comportamiento estructural sometidas a cargas sísmicas.

El análisis estructural es una parte esencial de cualquier proyecto de ingeniería estructural. Para analizar y evaluar daños sísmicos se requiere diferentes metodologías que sean seguros, para iniciar con un buen análisis estructural se enfoca primero el análisis dinámico, basados en la ley de hook, debido a que rige las propiedades mecánicas de los materiales empleados en obra y acciones sísmicas como: Espectros de respuesta y fuerzas laterales equivalentes [7], conjuntamente necesitando dimensiones en planta, alzados, dimensión de secciones.

Es por ello que Hernández [8], menciona que el comportamiento de la estructura se define de forma específica, porque cada sistema de la estructura realiza una función directa, cumpliendo las necesidades de soportar sus propias cargas, cargas externas (fuerzas sísmicas), generando deformaciones ya que esos esfuerzos producen fuerzas en los componentes de la estructura.

A partir de esto, da inicio a los espectros de respuesta que corresponde a aceleraciones sísmicas de la zona, debido a que la norma propone suavizar las curvas que representa los espectros de aceleración [9] o conocido como espectro de diseño, con período de retorno de 475 años [10].

De este modo Lagos [11], indica que a partir de dicho espectro de diseño surge un espectro de servicio con un periodo de retorno de 75 años, reduciendo un 50% al espectro de diseño y por último el espectro máximo, para calcular se aumenta el 30% al espectro de diseño con períodos de retorno entre 975 a 2475 años, siendo los tipos de espectros teóricos para un análisis.

Por lo cual, el espectro de respuesta elástica de aceleraciones que se emplea en la estructura, es expresado como una fracción de la aceleración de la gravedad (S_a), para el nivel de sismo de diseño que proporciona la NEC-15, así mismo un factor de zona sísmica Z , el tipo de suelo del entorno donde se va a construir la estructura y por último los coeficientes de amplificación o amplificación del suelo [7].

Además, durante el proceso de los análisis solicitados de la NEC-15 método diseño basado en fuerzas (DBF), los requisitos incluyen la verificación de deflexiones, derivas de piso, fuerzas en los pisos y en los elementos, momentos, cortantes de piso, cortante en la base.

Durante muchos años el análisis estático lineal eran aceptados por toda la comunidad científica, sin embargo, conforme a nuevas investigaciones científicas, avances de softwares y sobre todo experiencias de eventos sísmicos, se hace notar la deficiencia que muestra un análisis lineal controlado por derivas inelásticas, por ende, la necesidad de analizar la estructura en su rango no lineal [12], [13]. Así mismo, el análisis no lineal es capaz de simular el comportamiento adecuado de los materiales conjuntamente la deformación de elementos estructurales cuando aplicamos cargas dinámicas.

Actualmente existen varias maneras de evaluar la estructura mediante un análisis estático, una de ellas es a través del Pushover, debido a que busca la condición de falla y que lleve a cabo un mecanismo de falla conocido y deseable [14], [15].

Por ello Chaparro, Benjumea y Villalba [16], comentan en su trabajo de investigación que el principio del análisis consiste que, los elementos elásticos tipo barra que representaron vigas y columnas usados en el análisis lineal, sean reemplazados por elementos lineales con planificación centradas, o conocidas también como rótulas plásticas en cada extremo, a una distancia del 5% de longitud medida del borde de cada elemento, posterior consiste transformar un sistema de varios grados de libertad a un sistema de un grado de libertad, con la finalidad de encontrar la curva de capacidad realizando un gráfico entre el desplazamiento en el techo de la edificación y su fuerza basal.

Desde otra perspectiva, quiere decir que, al generar rótulas plásticas en los elementos estructurales como vigas, columnas y muros, dichos elementos son sometidos a una fuerza incremental (sismo). Mientras la fuerza es incremental, los elementos estructurales pasan de un rango lineal, a un rango no lineal hasta su colapso.

Cabe destacar que, la no-linealidad de las rótulas se incluye los efectos tanto de flexión en vigas y flexo-compresión de columnas, sin tomar en cuenta los efectos por corte en los dos elementos estructurales [16]. El análisis se usa en base a la ASCE/SEI 41-13, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings [17].

Por último, el análisis pushover determina la curva de capacidad de carga lateral de la estructura y el estado de daño esperado bajo el sismo de diseño. En la curva capacidad sísmica resistente de una estructura existen niveles de desempeño como: Ocupacional: cuando no existen daños, Funcional: existen daños ligeros en elementos estructurales y en los elementos no estructurales son considerables, Resguardo de vida: existe grandes daños en los elementos no estructurales y solo daños considerables en los elementos estructurales, Cerca al colapso: ya cuando hay un gran daño estructural, cuando la estructura después de un sismo de gran magnitud tiene que ser derrocado por problemas de costos y haya cumplido su funcionalidad de salvar vidas y por último Colapso: cuando la estructura no resistió a la actividad sísmica, tampoco cumplió su función [14].

Lo más destacable de la curva de capacidad es apreciar el probable desempeño que tendrá la estructura ante los sismos, debido a que en un gráfico se coloca el espectro de diseño y la curva de capacidad. Al estar en un mismo gráfico se tiene una noción del probable desempeño [18].

Posterior al análisis dinámico lineal y el estático no lineal se obtiene resultados, conjuntamente se analiza si, las disposiciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) satisface a la estructura, caso contrario se implementa sistemas de reforzamiento para mejorar el desempeño sísmico de la edificación existente o a diseñar, para lograr estabilidad en la estructura ante posibles eventos sísmicos [7].

Para una estructural, existen varios criterios para definir refuerzos estructurales, entre uno de ellos consiste en reforzamientos a nivel de elementos estructurales y a los niveles de elementos. Por otra parte, es esencial ya que puede combatir patologías estructurales como columna corta, piso blando, torsión, derivas de piso.

Es por ello que, García, Palacios, Escobar, y Zambrano [7], mencionan cuando la estructura no cumple requerimientos de resistencia a su vez, la edificación está construida, es de suma importancia implementar técnicas de reforzamiento estructural que ayuda a elevar su capacidad de carga, estándares de seguridad, prevenir mayor tipo de fallas y su estado de servicianilidad. Además, hay que tener en cuenta que el reforzamiento afecta las propiedades de la estructura como: Variación en amortiguamiento, ductilidad, fragilidad, rigidez, etc.

Por ejemplo, una de las técnicas de reforzamiento es el encamisado de columna, ya que refuerza elementos que hayan sufrido cambios en su capacidad resistente, a su vez envuelve el elemento estructural con secciones adicionales de concreto ya sea aumentando sección, reforzando armado a compresión, flexión, cortante y torsión [19]. El encamisado adicionalmente evita impactos negativos en obra debido a que, si habla de costos en obra, es más rentable, sobre todo la mano de obra usada es más rápida su ejecución [7].

Por esta razón, el concreto es uno de los materiales más usados en obra, por su trabajabilidad y compatibilidad con normas vigentes, el encamisado promueve la resistencia adecuada en elementos estructurales, que permite transferir de manera satisfactoria los esfuerzos de los antiguos elementos estructurales hacia los reforzamientos actuales [7].

Al mismo tiempo, los muros estructurales o conocidos también como muros cortantes, son elementos estructurales de concreto armado, con alturas de gran magnitud con un ancho intermedio y espesores pequeños ya que, pueden combatir momentos flectores, fuerzas cortantes y fuerza axial. Ubicando en un lugar coherente en una estructura puede aumentar la resistencia de manera considerable pero lo más importante una buena ductilidad y rigidez [20].

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

- Determinar el desempeño sísmico del edificio de la Cooperativa de Ahorro y Crédito Chibuleo ubicado en el cantón Machala.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Analizar la respuesta estructural mediante análisis sísmico lineal.
- Calcular el desempeño sísmico de la edificación mediante análisis sísmico estático no-lineal (PUSHOVER).
- Proponer un método de reforzamiento estructural, en caso de ser necesario.

CAPÍTULO II.- METODOLOGÍA

En el presente trabajo experimental consta de 4 fases para reflejar un fiel cumplimiento de los objetivos.

Llamada como fase preliminar constó en recolectar todos los datos necesarios para realizar un modelo estructural, posteriormente la primera fase se realizó el modelamiento correspondiente en un software de ingeniería, para un análisis dinámico o también llamado un análisis lineal. Por otra parte, la segunda fase se enfocó en un análisis no lineal o conocido como PUSHOVER, para determinar la curva de capacidad de la estructura y por último la tercera fase que fue basada en interpretar los resultados obtenidos del análisis lineal y el no lineal con el fin de proponer un posible reforzamiento en caso de ser necesario.

2.1 Materiales

Los materiales utilizados en el trabajo experimental son acordes a las fases realizadas. Como fase preliminar, se desarrolló el proceso de los ensayos del material del hormigón y del acero, con la finalidad de determinar las propiedades mecánicas del material. Los materiales usados para cumplir la fase constan de acuerdo a las especificaciones técnicas de la norma NTE INEN 109:2009, NTE INEN 1573:2010 como: Acero corrugado Ø14 Longitud=1.00 m (Adelca), arco de sierra (Qsb), flexómetro 5.00m/16' (Truper Gripper), cilindros de hormigón, balanza electrónica (Luexus Peso máx 30kg - Houston 22T), Máquina Universal (CONTROLS – C0820/C7), Laptop (MSI SWORD 15, Procesador Intel CORE i7 11800H 4.6 GHZ de 16 núcleos 11va Generación, tarjeta gráfica RTX 3050 Ti 4GB, 16 GB de RAM, 64 bits), Máquina de compresión (SHIMADZU – CONCRETO 2000X), Cámara de curado, Calibrador pie de rey (Starret – Modelo 78-201), Celular (Xiaomi Redmi 10S – Octa-core Max 2.05 GHz).

Por otro lado, para el fiel cumplimiento de los 3 objetivos del trabajo experimental, se procedió a la parte del análisis estructural, por ello se utilizaron los mismos materiales. Softwares matemáticos de ingeniería, Laptop (MSI SWORD 15, Procesador Intel CORE i7 11800H 4.6 GHZ de 16 núcleos 11va Generación, tarjeta gráfica RTX 3050 Ti 4GB, 16 GB de RAM, 64 bits), Norma NEC-SE-CG (Norma Ecuatoriana de la

Construcción – Cargas no sísmicas 2015), Norma NEC-SE-HM (Norma Ecuatoriana de la Construcción – Estructuras de hormigón armado 2015), Norma NEC-SE-RE (Norma Ecuatoriana de la Construcción – Riesgo sísmico, evaluación, rehabilitación de estructuras 2015), Norma NEC-SE-DS (Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro sísmico diseño sismo resistente 2015), ACI 318 – 19 (Norma Ecuatoriana de la Construcción – Requisitos de reglamento para Concreto Estructural 2019), ASCE/SEI 41 – 13 (Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Building’s).

2.2 Métodos

Como se mencionó anteriormente consta de 4 fases.

2.2.1 Fase preliminar

Se abordó la recolección de información para el modelamiento estructural. La metodología empleada fue a través de, investigación documental y cuantitativa para abarcar, materiales ya existentes y evaluar datos esenciales.

En primer lugar, la investigación documental se contempló en recolectar toda la información principal de la edificación como: Memorias técnicas, planos estructurales, planos arquitectónicos, ensayos de control de calidad de los materiales y planos As Built.

Después, la verificación a través de una inspección visual in-situ correlacionando con los estudios y planos como: Elementos estructurales, longitud de ejes, alturas de entrepiso, ocupaciones de cada piso.

Finalmente, mediante el método cuantitativo se ejecutó ensayos con el fin de verificar datos fundamentales como: propiedades mecánicas del acero y propiedades mecánicas del hormigón.

2.2.2 Fase 1: Análisis sísmico lineal

Se analizó la respuesta estructural mediante análisis sísmico lineal. Por ello, se procedió a tres métodos como cuantitativo, cualitativos y descriptivo. El método cualitativo se realizó toda la recopilación de tablas, normas, planos para proceder con el modelamiento tridimensional, el método cuantitativo contuvo modelos matemáticos, cálculos y el descriptivo en la interpretación de los datos.

El análisis sísmico lineal se enfocó a través de la norma NEC-15 en el método de diseño basado en fuerzas (DBF), debido a que la estructura debe ser capaz de resistir a fuerzas laterales sísmicas provenientes de combinaciones de cargas [21].

De acuerdo a la NEC-SE-DS 2015 se presentan deficiencias como:

- Reducción de la resistencia sísmica
- Rigidez y período de vibración

Para proceder el análisis sísmico lineal se siguió la siguiente estrategia de trabajo:

2.2.2.1 Combinaciones de carga

Son los modos en que la estructura está en peligro su estabilización, la capacidad de resistir nuevas cargas [22]. Se utilizaron combinaciones de última resistencia como recomienda en la sección 3.4.3 de la NEC-SE-CG 2015.

2.2.2.2 Chequeo de requisitos de diseño

Todos los elementos estructurales deben diseñarse de forma que la resistencia última sea inferior a las cargas incrementadas en las combinaciones de carga descritas anteriormente, mediante el método de la resistencia última (Ec 1, Ec 2, Ec 3) [23].

Los requisitos que deben cumplir son:

$$\phi P_n \geq P_u \quad \text{Ec 1}$$

$$\phi M_n \geq M_u \quad \text{Ec 2}$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad \text{Ec 3}$$

2.2.2.3 Espectros elásticos de diseño

Conocido como espectro de respuesta elástico de aceleraciones (S_a), expresada como una parte de la aceleración de la gravedad. Por ello, la aceleración espectral se calculó en base a un espectro sísmico elástico de aceleraciones de diseño, de acuerdo al capítulo 3 de la NEC-SE-DS 2015, en la tabla 1 se aprecia los coeficientes que se usaron.

Tabla 1. Coeficiente de carga sísmica

<i>Símbolo</i>	<i>Definición</i>	<i>NEC SE DS Sección</i>
I	Coeficiente de importancia	4.1
f _{i p}	Configuración estructural	5.2.3
f _{i e}	Configuración estructural	5.2.3
R	Factor de reducción de resistencia sísmica	6.3.4
n	Razón entre la aceleración espectral	3.3.1
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño	3.1.1
F _a	Coeficiente de amplificación de suelo	3.2.2
F _d	Coeficiente de amplificación de suelo	3.2.3
F _s	Coeficiente de amplificación de suelo	3.2.4
r	Factor usado en el espectro de diseño elástico	3.1.1
T _c	Período límite de vibración	6.3.3
α	Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	6.3.3
Tipo de perfil	Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico	3.2.1
C _t	Coeficiente que depende del tipo de edificio	6.3.3

2.2.2.4 Cálculo de T

Existen dos métodos para determinar el período fundamental de vibración.

- **Caso 1**

Es un método aproximado (Ec 4), debido a que utiliza coeficientes dado por la NEC-SE-DS-2015 [24].

$$T = C_t * h_n^\alpha \quad \text{Ec 4}$$

- **Caso 2**

Es un método calculado (Ec 5), ya que utiliza propiedades estructurales, deflexiones de elementos y el peso agitado [24].

$$T_a = 2\pi * \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i * \delta_1^2}{g * \sum_{i=1}^n f_i * \delta_1^2}} \quad \text{Ec 5}$$

2.2.2.5 Cortante basal de diseño V

Son fuerzas horizontales acumuladas que generan cortante en la edificación en una dirección específica, se calcula mediante la ecuación 6:

$$V = \frac{I * S_a * (T_a)}{R * \emptyset_P * \emptyset_E} * W \quad \text{Ec 6}$$

2.2.2.6 Límites permisibles de las derivas de los pisos

Es cumplido cuando, la deriva máxima no debe exceder la deriva inelástica (Ec 7) [24].

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E \quad \text{Ec 7}$$

Dependiendo el tipo de estructura, de hormigón armado no debe exceder el 0.02 y estructuras de mampostería no debe exceder 0.01 de acuerdo a la sección 4.2.2 de la NEC-SE-DS 2015.

2.2.2.7 Criterio de columna fuerte - viga débil

Cumple con los criterios de columna fuerte y viga débil cuando las vigas empiezan a fluir antes de las columnas, de acuerdo a la ACI 318-19 sección 18.7.3.2 se debe cumplir con la ecuación 8:

$$\sum Mn_c \geq 1.2 \sum Mn_v \quad \text{Ec 8}$$

2.2.2.7 Criterio de nodo fuerte

Se realizó el chequeo debido a que el nodo, debe soportar fuerzas cortantes horizontales que produce las vigas, fuerzas verticales produce las columnas, depende de la posición donde se encuentre las columnas, por lo general sus cuatro cara se encuentran bajo cargas cortantes, de acuerdo a la ACI 318-19, capítulo 15 debe cumplir la ecuación 9.

$$\emptyset V_n \geq V_u \quad \text{Ec 9}$$

2.2.3 Fase 2. Análisis no lineal (PUSHOVER)

En otro sentido, se calculó el desempeño sísmico de la edificación mediante análisis sísmico estático no-lineal (PUSHOVER). Se procedió a métodos cuantitativo, cualitativos y descriptivo. El método cualitativo, la recopilación de tablas, normas, planos y proseguir con el modelamiento tridimensional, el método cuantitativo

contuvo nuevos modelos matemáticos, cálculos y el descriptivo en la interpretación de los datos.

Por otra parte, en esta etapa se usó el método cuantitativo puesto que el análisis no lineal que se empleó, se encargó de definir el comportamiento, si la estructura es capaz de resistir a fuerzas sísmicas, en un rango más allá de la elasticidad (rango inelástico) hasta su colapso.

2.2.3.1 No linealidad del material

Se representó la no linealidad de los materiales a través de rótulas plásticas, de extremos de vigas (Figura 1) y columnas (Figura 2) de acuerdo a la ASCE-41. Las rótulas plásticas es el punto donde el elemento de la estructura deja su linealidad del material (fluencia) y pierde su rigidez.

Dónde se usaron algunos criterios de aceptación de acuerdo a la ASCE-41.

- Vigas

Figura 1. Criterios numéricos de aceptación de los procedimientos no lineales - vigas de hormigón armado.

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)				
	a	b		Performance Level				
				IO	LS	CP		
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{k_s d \sqrt{f'_c}}$						
ρ_{min}	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								
			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Stirrup spacing $> d/2$								
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Stirrup spacing $> d/2$								
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

Fuente: [17]

- Columnas

Figura 2. Criterios de aceptación no lineales - columnas de hormigón armado.

Conditions	Modeling Parameters*	Acceptance Criteria*				
		Plastic Rotations Angle (rad/mm)		Plastic Rotations Angle (rad/mm)		
		α	β	γ		
Condition i. ^a	$P = \frac{A_c}{A_g}$					
$\frac{A_c}{A_g}$	$\frac{P}{\rho_c}$					
20.1	20.000	0.035	0.060	0.2	0.005	0.045
20.6	20.000	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009
20.1	-0.002	0.027	0.034	0.2	0.005	0.027
20.6	-0.002	0.005	0.005	0.0	0.002	0.004
Condition ii. ^b	$P = \frac{A_c}{A_g}$					
$\frac{A_c}{A_g}$	$\frac{P}{\rho_c}$					
20.1	20.000	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045
20.1	20.000	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045
20.6	20.000	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009
20.6	20.000	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007
20.1	20.00005	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010
20.1	20.00005	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005
20.6	20.00005	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003
20.6	20.00005	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii. ^c	$P = \frac{A_c}{A_g}$					
$\frac{A_c}{A_g}$	$\frac{P}{\rho_c}$					
20.1	20.000	0.0	0.060	0.0	0.0	0.045
20.6	20.000	0.0	0.008	0.0	0.0	0.007
20.1	20.00005	0.0	0.006	0.0	0.0	0.005
20.6	20.00005	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iv. ^d Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^e	$P = \frac{A_c}{A_g}$					
$\frac{A_c}{A_g}$	$\frac{P}{\rho_c}$					
20.1	20.000	0.0	0.060	0.4	0.0	0.045
20.6	20.000	0.0	0.008	0.4	0.0	0.007
20.1	20.00005	0.0	0.006	0.2	0.0	0.005
20.6	20.00005	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Fuente: [17]

2.2.3.1 Asignación de rótulas plásticas

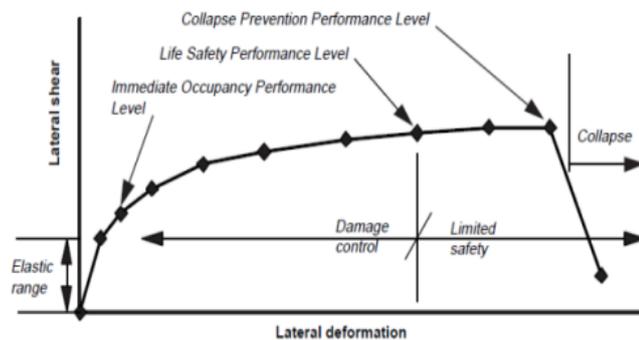
Por lo general, las rótulas plásticas se generan en un rango de 2 veces la altura de la viga, por ello se definió la longitud de la rótula plástica a través de su tesis de magisterio de Velásquez Cristian [25], que indicó que a través de varias interacciones de diferentes autores que determinan la longitud de la rótula plástica, la más utilizada es la que propone (Paulay and Priestley 1992), ecuación 10.

$$L_p = 0.08 * L_n + 0.022 * d * f_y \quad \text{Ec 10}$$

2.2.3.2 Curva de capacidad

En primer lugar, se enfocó en una representación gráfica (Figura 3) entre las fuerzas incrementales (cortante basal) que se aplica en la estructura y el desplazamiento en el techo (desplazamiento máximo).

Figura 3. Desempeño y demanda por deformación para estructuras dúctiles

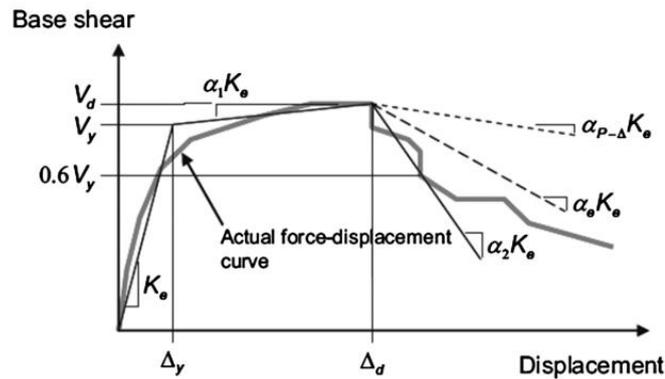


Fuente: FEMA 274

2.2.3.3 Representación bilineal de la curva de capacidad

Posteriormente, se realizó la curva de capacidad, pero bajo una representación bilineal (Figura 4), donde se basa en áreas equivalentes a través de interacciones que depende de la capacidad de fluencia y la capacidad última. Con la finalidad de apreciar el período fundamental efectivo.

Figura 4. Bilineal Fuerza vs desplazamiento



Fuente: [17]

2.2.3.4 Punto de desempeño método de los coeficientes ASCE 41-13

Del mismo modo, para determinar el punto de desempeño se realizó por el método de los coeficientes (Ec 11), ya que consiste en obtener desplazamiento máximo a través de varios coeficientes que convierte el desplazamiento espectral del sistema de 1 grado de libertad al sistema de n grados de libertad, para relacionar los desplazamientos inelásticos máximo esperado con los desplazamientos calculados para la respuesta elástica lineal y para representar el efecto de la forma de histéresis (Tabla 2) [17].

$$\delta_t = C_0 * C_1 * C_2 * S_a * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} * g \quad \text{Ec 11}$$

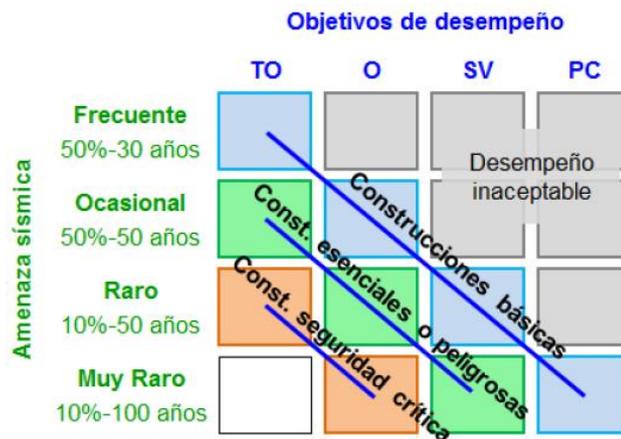
Tabla 2. Coeficientes para el cálculo del punto de desempeño

Método de los coeficientes	ASCE 41-13	
C_0	Tabla 7-5	
C_1	$C_1 = 1 + \frac{\mu_{\text{strength}} - 1}{aT_e^2}$	Ec. 7-29
C_2	$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{\text{strength}} - 1}{T_e} \right)^2$	Ec. 7-30
T_e	$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$	Ec. 7-27
K_i	Bilinealidad curva de capacidad	
K_e	Bilinealidad curva de capacidad	
T_i	Periodo elástico fundamental	
$u_{\text{resistencia}}$	$\mu_{\text{strength}} = \frac{S_a}{V_y / W} \cdot C_m$	Ec 7-31

2.2.3.3 Análisis del desempeño sísmico

Se verificó con el propósito de que la edificación cumpla su respectivo desempeño, en base a su amenaza sísmica (Figura 5).

Figura 5. Amenaza sísmica vs niveles de desempeño



Fuente: [26]

Se dividen en 4 niveles de desempeño de acuerdo a VISION 2000 SEAOC 1995 [26]:

Totalmente operativo (TO): La edificación permanece en prestación continua. Son insignificante los daños en elementos estructurales y elementos no estructurales [26].

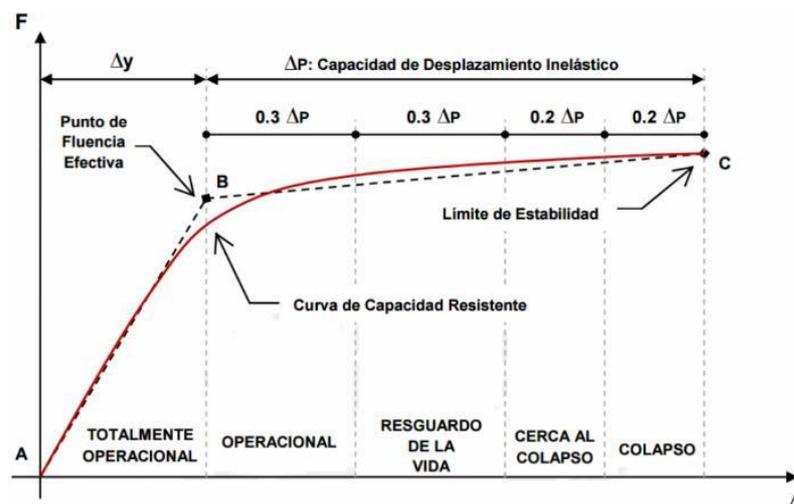
Operativo (O): Leve daño. Pueden reanudarse casi toda la actividad en la edificación después del sismo. Fisuras menores[26].

Seguridad de vida (SV): Son daños ya moderados pero su estructura está estable con su resistencia y rigidez reducida. Puede quedar fuera de servicio la edificación, pero a la misma vez puede ser reparable, con un alto costo[26].

Prevención de colapso: Daños significativos evitando colapso. Posible daño estructural y elementos no estructurales colapsados [26].

Adicionalmente, de acuerdo a la SEOC, para los criterios de aceptación se sectoriza la curva de capacidad siendo: operacional, funcional, seguridad de vida, pre-colapso y colapso como se aprecia en la figura 6.

Figura 6. Sectorización de la curva de capacidad



Fuente: “Desempeño sísmico de un edificio aparcado de seis Pisos diseñado con las normas peruanas de Edificaciones” de NAVARRO, César. y FERNÁNDEZ, Jhonny. (2006), pág. 41.

2.2.3.4 Factor de reducción (R)

De acuerdo a la ATC-19, el factor de reducción (Ec 12), se puede calcular de acuerdo al producto del factor de resistencia (Ec 13), factor de ductilidad (Ec 14) y el factor de redundancia (Tabla 4.3 ATC 19).

$$R = R_S * R_\mu * R_R \quad \text{Ec 12}$$

$$R_S = \frac{V_o}{Vd} \quad \text{Ec 13}$$

$$R_\mu = \mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad \text{Ec 14}$$

$$R_R: \text{Tabla 4.3} \quad \text{ATC-19}$$

2.2.4 Fase 3: Propuesta de reforzamiento estructural

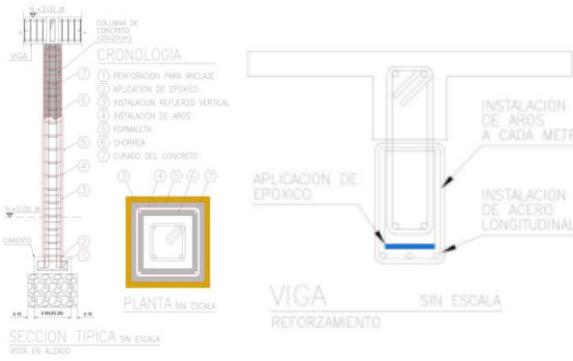
Finalmente, se propuso un método de reforzamiento estructural de acuerdo a su necesidad. El primer método es experimental, debido a que se compararon los resultados obtenidos del análisis lineal y el no lineal, determinando posibles fallos en la estructura, el segundo es un método descriptivo por investigar los tipos de reforzamientos adecuados para la estructura y por último el método cuantitativo, ya que, con los nuevos reforzamientos, nuevamente se realizan modelos matemáticos y cálculos de nuevo sistema estructural.

Mediante métodos cualitativos y cuantitativos, se analizó el comportamiento de la estructura y la resistencia de elementos estructurales, en base a la evaluación se planteó un reforzamientos con el fin incrementar la capacidad de la estructura, aumentando sección de elementos o añadiendo nuevos.

Los tipos de reforzamiento que se podría considerar son:

- Refuerzo de columnas y vigas mediante encamisado (Figura 7): la sección no cumple con la sección suficiente para transmitir cargas, el proceso consiste en vaciar una columna que embeba a la existente [27].

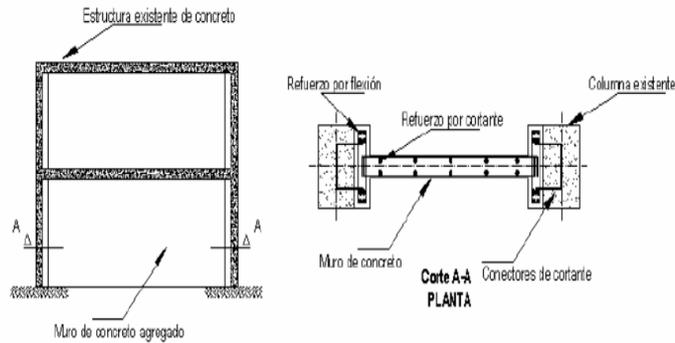
Figura 7. Tipo de reforzamientos para vigas y columnas



Fuente: Trabajo de grado Belizario Christian

- Reforzamiento estructural incorporando muros de concreto (Figura 8): Escogemos esta opción cuando queremos disminuir los desplazamientos, con la inclusión de muros se incrementa la resistencia a las fuerzas laterales [27].

Figura 8. Reforzamiento estructural incorporando muros de concreto.



Fuente: Trabajo de grado Belizario Christian

CAPÍTULO III.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Análisis y discusión de los resultados

Como consecuente de la metodología mencionada anteriormente, los resultados del presente trabajo experimental se dividieron en 4 fases de manera ordenada.

3.1.1 Resultados de la fase preliminar

3.1.1.1 Ubicación

El edificio se encuentra ubicado en el casco urbano de la ciudad de Machala en las calles: Junín entre Boyacá y Pasaje, cantón de Machala provincia de El Oro. Coordenadas: 616054.00 E; 9639733 N (Proyección Cartográfica UTM, Datum Inicial: WGS1984 Zona 17 Sur) y a una altura promedio de 10 a 12 msnm.

Consta de un área de terreno forma regular como se representa en la figura 9, con una superficie de 166.33 m².

Figura 9. Ubicación del proyecto



Fuente: Google Earth Pro

3.1.1.2 Estudio de mecánica de suelos

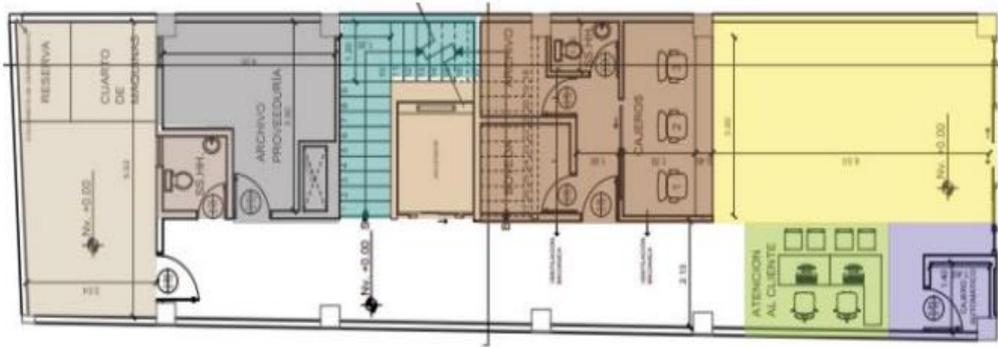
Se adoptó una capacidad portante de 4 Ton/m², la cual se ubicó en el rango de aceptable a mala. Además, la zona sísmica se clasificó como clase V, con un factor de 0.40, y se identificó el suelo como tipo E.

3.1.1.3 Estudio arquitectónico

En la estructura se contempló con 5 niveles, donde se distribuyen 4 niveles como: retiro posterior, baños, archivo proveeduría, gradas, ascensor, área de cajas, atención al cliente, distribuidor, cajero automático, hall, entre otros y un nivel de tapa gradas. Se presenta una vista en planta tipo en la figura 10.

➤ **Piso 1, 2, 3, 4**

Figura 10. Vista tipo



Fuente: COAC Chibuleo

3.1.1.4 Estudio estructural

El edificio Cooperativa de Ahorro y Crédito Chibuleo ubicado en el cantón Machala, se encontró conformada de una estructura de 5 niveles de hormigón armado, estructura aporricada entre vigas y columnas. Consintió un área de construcción total de 743.81 m², en la tabla 3 se representa el cuadro de áreas y sus respectivas ocupaciones.

Tabla 3. Datos de la edificación

Piso	Nivel	Altura de entrepiso (m)	Área de construcción (m ²)	Ocupación
0	Nv + 0.00	5.04	125.85	Oficina
1	Nv + 5.04	3.84	145.54	Oficina
2	Nv + 8.88	3.84	145.54	Oficina
3	Nv + 12.72	3.84	145.54	Auditorio
4	Nv + 16.56	3.00	145.54	Reuniones
5	Nv + 19.56		35.80	Cubierta Inaccesible
Área total de construcción			743.81	

De modo similar, se identificó armado de vigas, losas y columnas (Tabla 4, tabla 5, figura 11).

Tabla 4. Resumen de armado de columnas de 0.75x45

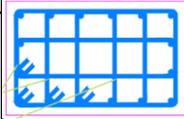
TIPO	UBICACIÓN	SECCIÓN		GRÁFICO	ACERO LONGITUDINAL	ESTRIBOS
		A	B			
COLUMNA	A1, A4, A5, A6, B1, B4, B5, B6, A2, A3, B2, B3	0.70	0.45		16 Ø 20	Vertical 6 ramales Ø 10 @10cm Horizontal 4 ramales Ø 10 @10cm

Tabla 5. Resumen de armado de vigas

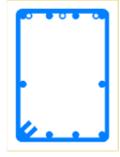
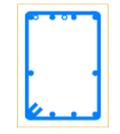
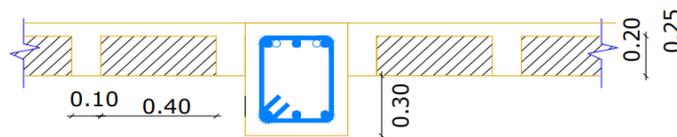
TIPO	UBICACIÓN	SECCIÓN		GRÁFICO	ACERO LONGITUDINAL	ESTRIBOS
		A	B			
VIGA	Eje 1, 2, 3, 4, 5, 6, A, B Nivel N+5.04; +8.88; +12.72; +16.56	0.40	0.55		Superior 4Ø16 y 3Ø14 12.66 cm ² Inferior 4Ø16 8.04 cm ²	1E Ø 10 @ 9cm
VIGA	Eje A, B, 2, 3 Nivel N+19.56	0.40	0.55		Superior 4Ø16 y 3Ø14 12.66 cm ² Inferior 4Ø16 8.04 cm ²	1E Ø 10 @ 9cm
VIGA BANDA	Eje 4' Nivel N+5.04; +8.88; +12.72; +16.56	0.30	0.25		Superior 3Ø12 y 2Ø12 5.65 cm ² Inferior 3Ø12 3.39 cm ²	1E Ø 10 @ 6cm

Figura 11. Losa alivianada e=25 cm



3.1.1.5 Propiedades mecánicas del material

El material empleado en el edificio es hormigón de resistencia f'_c de 240 kg/cm² y acero corrugado con un f_y de 4200 kg/cm². Por ello, se empleó ensayos destructivos de los materiales obtenidos en obra, para determinar las propiedades mecánicas de los materiales.

3.1.1.5.1 Resistencia a la compresión de hormigón

- **Ensayo de Compresión del hormigón**

Se determinó mediante el ensayo de compresión del hormigón, probetas cilíndricas adquiridas en obra: Pilotes, vigas – ascensor, columnas y zapatas (Figura 12).

Figura 12. Proveedor Hormic, fundición de columnas, vigas y losa.



Fuente: Arki constructora, Esau Pintag y fiscalización COAC Chibuleo

Las probetas adquiridas de la edificación, poseen las características representadas en la tabla 6:

Tabla 6. Detalle de probetas

Probeta	Descripción	Fecha		Edad Días	Diámetro Promedio mm	Altura Promedio mm	Volumen cm ³	Peso kg	Densidad kg/m ³
		Toma	Rotura						
1	Pilotes	10/03/2022	06/10/2023	575	100.23	200.73	1583.92	3.445	2174.98
2	Columnas	09/06/2022	06/10/2023	484	100.40	200.23	1585.24	3.412	2152.36
3	Columnas	09/06/2022	06/10/2023	484	100.23	199.73	1576.03	3.427	2174.45
4	Vigas-ascensor	02/09/2022	06/10/2023	399	99.73	200.40	1565.55	3.365	2149.40
5	Vigas-ascensor	02/09/2022	06/10/2023	399	100.07	201.47	1584.43	3.385	2136.42

Se determinó la resistencia a la compresión del hormigón con la norma NTE INEN 1573: 2010, que consistió en aplicar una carga axial de compresión a los cilindros adquiridos con la máquina de compresión, con una velocidad definida por la norma hasta su rotura. La resistencia de la compresión se determinó mediante la división entre la carga máxima alcanzada entre el área de la probeta (Ec 15) [28].

$$\sigma = \frac{F_{axial\ máx}}{\text{Área}} \quad \text{Ec 15}$$

De la misma manera la deformación unitaria se calcula al dividir el cambio de longitud inicial calibrada entre la longitud inicial del cilindro (Ec 16) [29].

$$\varepsilon = \frac{\delta}{L_0} \quad \text{Ec 16}$$

Figura 13. Ensayo de compresión del hormigón



En la tabla 7 se aprecia los datos adquiridos por la máquina de compresión:

Tabla 7. Resistencia a la compresión de cilindros

Probeta	Descripción	Fecha		Edad	Máx Fuerza	Máx Esfuerzo axial	Máx Esfuerzo axial	Max Tiempo
		Toma	Rotura	Días	kN	MPa	kg/cm2	seg
1	Pilotes	10/03/2022	06/10/2023	575	243	30.90	315.09	122.03
2	Columnas	09/06/2022	06/10/2023	484	227	28.90	294.70	114.19
3	Columnas	09/06/2022	06/10/2023	484	216	27.50	280.42	107.37
4	Vigas-ascensor	02/09/2022	06/10/2023	399	263	33.50	341.61	132.42
5	Vigas-ascensor	02/09/2022	06/10/2023	399	218	27.80	283.48	108.29

Finalmente, se procedió a determinar la media aritmética con el fin de apreciar el rango de la resistencia a compresión.

- Pilotes

$$f'c = 315.09 \frac{kg}{cm^2}$$

- Columnas

$$f'c = 287.56 \frac{kg}{cm^2}$$

- Vigas y ascensor

$$f'c = 312.55 \frac{kg}{cm^2}$$

- **Informe de control de calidad**

Además, se obtuvieron informes de control de calidad de la entidad financiera para compararlos con los ensayos destructivos del hormigón utilizado en la obra (Anexo A-1).

Los ensayos destructivos, así como los informes de control de calidad, concluyeron que la resistencia utilizada en la obra se ajusta a los planos. Además, para modelar el edificio, se tuvo en cuenta una resistencia de 240 kg/cm² para las vigas, los pilares y las losas.

3.1.1.5.2 Resistencia a la fluencia del acero (límite de fluencia)

Para verificar la fluencia del acero empleado en obra, se procedió a realizar ensayos destructivos.

- **Ensayo de tracción de acero corrugado**

Los materiales usados es probetas de acero corrugado y maquina universal de acuerdo a la norma NTE INEN 0109:2009.

El ensayo consiste en alargar el acero corrugado, por fuerza axial de tracción proporcional a su dimensión, con una maquina universal con el fin de determinar sus propiedades mecánicas [30]. La tabla 8, se representó las probetas a ensayar.

Tabla 8. Probetas de acero corrugado

Probeta N°	Diámetro	Longitud
	mm	cm
1	14	99.8
2	14	100.5
3	14	100.1

Con la ayuda de la maquina universal, se determinó una resistencia a la fluencia (Tabla 9):

Tabla 9. Resistencia a la fluencia

N°	Diámetro de la probeta	Carga Fluencia	Esfuerzo Fluencia	
		kN	MPa	kg/cm ²
1	14	65.84	432.02	4405.39
2	14	63.26	425.17	4335.54
3	14	67.49	442.82	4515.51

A través de la media aritmética, se determinó el rango del esfuerzo a fluencia del acero.

$$fy = 4418.81 \frac{kg}{cm^2}$$

- **Ficha técnica**

De modo similar, se proporcionó con la ficha técnica del proveedor del acero (Anexo A-2) para su respectiva comparación.

Entonces, con la verificación tanto de los ensayos de control de calidad y su respectiva ficha técnica del proveedor del acero, se adoptó un f_y de 4200 kg/cm².

3.1.1.6 Verificación de información

3.1.1.6.1 Planos arquitectónicos

Se procedió a realizar un levantamiento en obra de la parte arquitectónica con el fin de verificar ejes, elevación, secciones, ocupación, fachada y recubrimientos (Figura 14).

Figura 14. Verificación en obra



3.1.1.6.2 Planos estructurales

Por su parte, se identificó el tipo de armado del acero con anexos a través de informes de avance de obra (Figura 15, figura 16).

Figura 15. Armado de columnas en obra



Fuente: COAC Chibuleo

Figura 16. Armado de vigas y losa en obra



Fuente: Esau Pintag, COAC Chibuleo

3.1.2 Resultados del análisis de la respuesta estructural mediante análisis sísmico lineal

Previo al análisis, se recopilaron todos los datos necesarios que se describió en la etapa preliminar. Con un software de ingeniería se realizó una modelación tridimensional y posterior, con la Norma Ecuatoriana de Construcción se procedió a su respectiva verificación con la siguiente metodología.

3.1.2.1 Descripción de propiedades mecánicas del material

Se comenzó por definir los materiales empleados y sus respectivas propiedades mecánicas, determinados a través de ensayos destructivos. Por ello comprobado que las propiedades son acordes a los planos estructurales, se procedió a tomar dichos valores para su respectivo modelo que son:

- Hormigón $f'c = 240 \frac{kg}{cm^2}$
- Acero de refuerzo $fy = 4200 \frac{kg}{cm^2}$

3.1.2.2 Descripción de combinaciones de carga

Para su definición, de acuerdo a la NEC-SE-CG 2015 y tomando en cuenta las cargas que intervienen en la edificación, se procedió a tomar las combinaciones de la ecuación 17, 18, 19, 20.

$$1.4 D \quad \text{Ec 17}$$

$$1.2 D + 1.6 L \quad \text{Ec 18}$$

$$1.2 D + 1.0 L + 1.0 E \quad \text{Ec 19}$$

$$0.9 D + 1.0 E \quad \text{Ec 20}$$

3.1.2.3 Descripción de elementos estructurales

De igual forma, con la comprobación de informes, imágenes, in-situ y conjuntamente los planos estructurales se procedió a definir qué, la estructura es aporticada, los tipos de elementos estructurales empleados en la edificación fueron vigas, columnas y losa aligerada bidireccional. De manera que, los elementos estructurales son acorde a los planos obtenidos de la entidad como:

- Losa bidireccional, aligerada de bloques $e=25$ cm (figura 11).
- Columnas rectangulares de (75×45) cm (tabla 4).
- Viga rectangular de (40×55) cm y viga banda de (30×25) cm (tabla 5).

3.1.2.4 Inercia de las secciones agrietadas

Fue necesario, debido a que los elementos estructurales se agrietan al mismo tiempo de su construcción [24]. Por ello se usaron los siguientes coeficientes.

- 0.50 I_g para elementos estructurales de vigas
- 0.80 I_g para elementos estructurales de columnas

3.1.2.5 Cuantificación de cargas

- **Cargas muertas**

Se comenzó por la cuantificación de carga, se consideró el peso de las paredes, los acabados de los elementos no estructurales, entre otros. Se consideraron para las diferentes ocupaciones con la ayuda de planos arquitectónicos tabla 10.

Tabla 10. Resumen de carga muerta por ocupación

Carga muerta Ton/m²	Ocupación
0.438	Oficina
0.334	Auditorio
0.334	Reuniones
0.251	Inaccesible

- **Cargas vivas**

En cuanto a cargas vivas (Tabla 11), se enfocó de acuerdo a la NEC-SE-CG, sección 4.2.

Tabla 11. Resumen de cargas vivas

Carga viva Ton/m²	Ocupación
0.240	Oficina
0.290	Auditorio
0.290	Reuniones
0.070	Inaccesible

3.1.2.6 Espectro elástico de diseño

Antes del cálculo, se procedió a la interpretación de datos de los respectivos coeficientes, con la ayuda de las tablas de la NEC-SE-DS como se observa en la tabla 12:

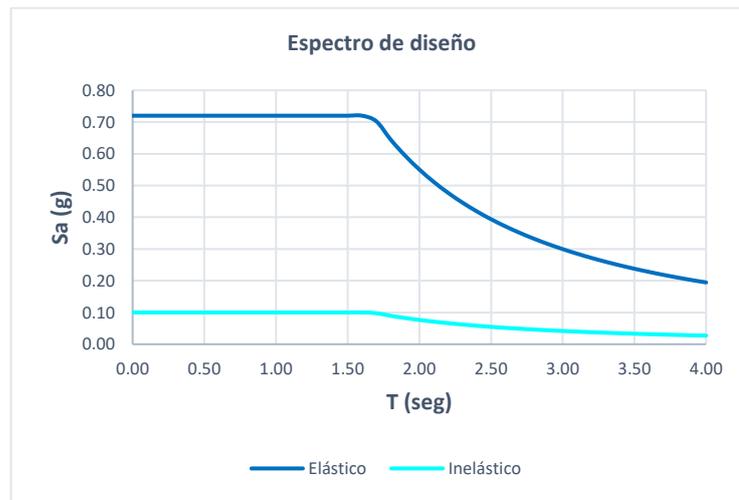
Tabla 12. Coeficientes para el espectro de respuesta

Cooperativa de Ahorro y Crédito Chibuleo Agencia Machala		
Región	COSTA	
Símbolo		NEC SE DS Sección
I	1.0	4.1
Ø_P	0.90	5.2.3
Ø_E	1.00	5.2.3
R	8.00	6.3.4
η	1.80	3.3.1
Z	0.40	3.1.1
F_a	1.20	3.2.2
F_d	1.19	3.2.3
F_s	1.28	3.2.4

r	1.00	3.1.1
T_c	0.70	6.3.3
α	0.90	6.3.3
h edificio	19.56	m
Tipo de perfil	E	3.2.1
C_t	0.055	6.3.3

Dónde se definió el espectro de diseño (figura 17).

Figura 17. Espectro elástico e inelástico para suelo tipo E



3.1.2.7 Cortante basal estático

Fue necesario la determinación del coeficiente de cortante basal estático, en primer lugar, se determinó el período de vibración por el caso 1 (Ec 4).

$$T = 0.055 * 19.56^{0.9}$$

$$T = 0.80 \text{ seg}$$

Por ello, la respuesta elástica de aceleraciones en base al período de vibración fue de 0.80 g.

Por último, se determinó el coeficiente del cortante basal estático (Ec 6).

$$V = 0.104 * W$$

El coeficiente del cortante basal estático fue definido como 0.104.

3.1.2.8 Verificación del período de vibración y participación de masa modal

Así pues, se determinó el período de vibración mediante el método 2 (Tabla 13), debido a que, utiliza propiedades estructurales y la deformación de elementos, adicionalmente los diferentes modos de vibración con su respectiva masa participativa [24].

Tabla 13. Períodos de vibración y masa de participación modal

Mode	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY
	Seg				
1	0.785	0.0063	0.9	0.0063	0.9
2	0.781	0.8304	0.0072	0.8367	0.9072
3	0.654	0.0121	0.0004	0.8488	0.9076
4	0.253	3.24E-06	0.0749	0.8488	0.9826
5	0.233	0.1082	5.55E-06	0.9569	0.9826
6	0.198	0.0044	1.58E-05	0.9613	0.9826
7	0.143	6.42E-07	0.0134	0.9613	0.9959
8	0.118	0.0258	9.35E-07	0.9871	0.9959
9	0.108	0	0.0031	0.9871	0.999
10	0.1	0.0022	3.96E-06	0.9892	0.999
11	0.09	0.0039	4.06E-06	0.9931	0.999
12	0.087	1.18E-05	0.001	0.9932	1

Por último, la norma indica que:

$$T_{a_{caso2}} \leq 1.30 * T_{a_{caso1}}$$

"Cumple"

El período de vibración cumple, debido a que el período de vibración del caso 2 fue menor al 30% del período de vibración del caso 1.

Además, de acuerdo a la NEC-SE-DS, cumple la masa acumulada de "X" e "Y" puesto que se acumula el 90% de la masa en el modo 5 y modo 1 respectivamente.

3.1.2.9 Verificación de la torsión

La torsión en planta de la estructura, se analizó los dos primeros modos de vibración, que deben tener un rango de porcentaje entre (15-30) % para cumplir un modo de vibración traslacional.

Tabla 14. Porcentaje de torsión en planta

Caso	Modo	Periodo seg		
Modal	1	0.785	0.63%	Traslacional
Modal	2	0.781	4.55%	Traslacional
Modal	3	0.654	99.82%	Torsional

De acuerdo a la tabla 14, cumplió con la torsión en planta debido a que los primeros modos de vibración fueron traslacionales con un 0.63% y 4.55% de torsión, que se encontró dentro del rango.

3.1.2.10 Verificación de cortante basal

Se examinó en base a la NEC, apartado 6.2.2, literal b el cortante dinámico en la base debe ser mayor al 80 % del cortante basal estático, si es una estructura regular, en cambio para una estructura irregular, debe ser mayor al 85 % [24].

Tabla 15. Cortante basal estático y cortante basal dinámico

NEC-SE-DS Estructura regular		
Cortante (Ton)		
	Sentido “X”	Sentido “Y”
Dinámico	52.456	56.358
Estático	64.319	64.319
%	81.56%	87.62%
Verificación	CUMPLE	CUMPLE

En la tabla 15, como es una estructura regular el porcentaje debe ser mayor al 80%, por ende, en el sentido “X” es 81.56% y para el sentido “Y” es 87.62%, cumpliendo con la necesidad.

3.1.2.11 Verificación de las derivas de piso

Para cumplir criterios de estado de resistencia última, se controló derivas horizontales inelásticas con la ecuación 7, por ello se obtuvieron las siguientes derivas inelásticas (Tabla 16, tabla 17).

- Sismo estático

Tabla 16. Derivas máximas inelásticas sismo estático

Derivas máximas de piso Sismo Estático			
	Deriva máxima elástica	Deriva inelástica	Verificación
Derivas “X”	0.001927	1.16%	CUMPLE
Derivas “Y”	0.001716	1.03%	CUMPLE

- Sismo dinámico

Tabla 17. Derivas máximas inelásticas sismo dinámico

Derivas de piso Sismo dinámico			
	Deriva máxima elástica	Deriva inelástica (X)	Verificación (X)
Derivas “X”	0.001635	0.98%	CUMPLE
Derivas “Y”	0.001497	0.90%	CUMPLE

Como se indica en la tabla 16, para sismo estático permaneció dentro del rango con derivas de 1.16% para “X”, 1.03% para “Y”, a su vez para un sismo dinámico como se ve en la tabla 17, las derivas inelásticas son de 0.98% para “X”, 0.90% para “Y”.

3.1.2.13 Verificación de elementos estructurales

3.1.2.13.1 Análisis de viga

Con el software de ingeniería, se observó que la viga más demandada es Eje A (4-5) (Tabla 18), por ellos se procedió a su verificación que cumpla con los requisitos de resistencia como:

- **Chequeo a flexión**

Tabla 18. Momento de diseño

	Momento de diseño (+)	Acero para momento (-)	Acero para momento (+)	Acero mínimo	Acero requerido
	Ton-m	cm²	cm²	cm²	cm²
Top (+2 Ejes)	-7.037	12.65	0.000	6.589	6.589
Bottom (-2 Ejes)	3.519	0.000	8.04	6.589	6.589

$$Mu = 7.037 \text{ Ton} * m$$

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

$$a = \frac{12.65 * 4200}{0.85 * 240 * 40}$$

$$a = 6.51 \text{ cm}$$

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

$$Mn = 0.90 * 12.65 * 4200 * \left(49.20 - \frac{6.51}{2}\right)$$

$$Mn = 21.96 \text{ Ton} * m$$

$$\phi Mn \geq Mu$$

Cumple

- **Requerimiento de acero**

$$d = h - rec - \phi e - \frac{1}{2} \phi Ref$$

$$d = 55 - 4 - 1 - \frac{1}{2} * 1.6$$

$$d = 49.20 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{As}{b * d}$$

$$\rho = \frac{12.65}{40 * 49.20}$$

$$\rho = 0.006427$$

$$\rho = 0.643 \%$$

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

$$As_{min} = \frac{14}{4200} * 40 * 49.20$$

$$As_{min} = 6.56 \text{ cm}^2$$

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

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.50 * 0.85 * 0.85 * \frac{240}{4200} * \left(\frac{6300}{6300 + 4200}\right)$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.0123857$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 1.239 \%$$

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

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = 0.0123857 * 40 * 49.20$$

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = 24.37 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{s_{min}} \text{ "Cumple"}$$

$$\rho < \rho_{m\acute{a}x} \text{ "Cumple"}$$

- **Chequeo a corte**

$$V_u = V_{u_{hiperest\acute{a}tico}} + V_{u_{isost\acute{a}tico}}$$

$$V_u = 7.021 \text{ Ton}$$

$$\phi V_n = \phi * (V_c + V_s)$$

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

$$V_s = \frac{1.57 * 4200 * 49.20}{9}$$

$$V_s = 36.05 \text{ Ton}$$

$$V_c = 0.57 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$V_c = 0.57 * 1 * \sqrt{240} * 40 * 49.20$$

$$V_c = 17.38 \text{ Ton}$$

$$\phi V_n = 0.75 * (17.38 + 36.05)$$

$$\phi V_n = 37.80 \text{ Ton}$$

$$\phi V_n \geq V_u \text{ "Cumple"}$$

- **Chequeo a torsión**

Tabla 19. Torsión en viga

Tu	ØTth
Ton-m	Ton-m
2.8152	0.7871

$$A_{oh} = 0.31 * 0.47 = 0.1457 \text{ m}^2$$

$$A_o = A_{oh} * 0.85$$

$$A_o = 0.1457 * 0.85 = 0.124 \text{ m}^2$$

$$A_{cp} = \frac{7}{2} * 0.124 = 0.434 \text{ m}^2$$

$$P_{cp} = 2 * (0.31 + 0.47) = 1.56 \text{ m}$$

$$T_{th} = 0.0833 * \lambda * \sqrt{f'c} * \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$T_{th} = 0.0833 * 1 * \sqrt{23.544 \text{ MPa}} * \left(\frac{0.434^2}{1.56} \right) * 1000$$

$$T_{th} = 48.80 \text{ kN} * \text{m} = 4.88 \text{ Ton} * \text{m}$$

$$\phi T_{th} = 0.75 * 4.88 = 3.66 \text{ Ton} * \text{m}$$

$$Tu < \phi T_{th} \text{ "Cumple"}$$

De acuerdo a los planos estructurales, se contempla el control a torsión, con 2 aceros longitudinales de Ø12 como se observa en la tabla 5. Por ende, cumple con la torsión en vigas con el umbral de torsión de 3.66 Ton * m siendo mayor a la torsión última de 2.82 Ton * m.

3.1.2.13.2 Análisis de columnas

Lo mismo ocurre para los elementos estructurales de columnas, se contempló la columna más demandada que fue del primer piso Eje 4-B, por ello se procedió a las verificaciones como:

- **Chequeo flexo-compresión**

En primer lugar, se verificó, que la columna cumpla con la cuantía mínima requerida que es el 1%, en la tabla 20 se contempla los momentos para sentido “X” e “Y” de diseño.

Tabla 20. Momentos de diseño y acero mínimo requerido

Diseño Pu	Momento de diseño Mu2	Momento de diseño Mu3	Momento mínimo M2	Momento mínimo M3	Acero requerido	% Acero
Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m	cm ²	mm ²	%
43.3456	-21.785	0.810	1.246	1.571	3150.000	1.000

Así pues, se comprobó el acero mínimo longitudinal.

$$0.01 \leq \frac{50.27}{70 \times 45} \leq 0.03$$

$$0.01 \leq 0.0159 \leq 0.03 \text{ "Cumple"}$$

Cumpliendo con su cuantía, que debe estar en un rango de 1% y el 3%.

Adicionalmente, se analizaron bajo el diagrama de interacción para las diferentes combinaciones de carga en el sentido “X” e “Y” respectivamente, como se aprecian en la figura 18 y figura 19, con la finalidad de comprobar si los elementos a compresión soportan las cargas actuantes.

Tabla 21. Momentos y cargas actuantes en columna (0.70 x 0.45) m Sentido “Y”

CASOS DE CARGAS EN COLUMNAS		
COMBO	P-Y (tonf)	M2-Y (tonf-m)
1.4D	-101.8058	2.905
1.2D+1.6L	-113.9012	3.4362
1.2D+L+SX	-122.9698	24.5194
1.2D+L-SX	-84.8534	-18.3566
1.2D+L+SY	-92.5513	2.9458
1.2D+L-SY	-115.2718	3.217
1.2D+L+EX	-88.8023	20.3499
1.2D+L-EX	-88.8023	20.3499
1.2D+L+EY	-94.6674	3.3175
1.2D+L-EY	-94.6674	3.3175
0.9D+SX	-84.5048	23.3055
0.9D-SX	-46.3884	-19.5705
0.9D+SY	-54.0864	1.7319
0.9D-SY	-76.8069	2.0031
0.9D+EX	-50.3374	19.136
0.9D-EX	-50.3374	19.136
0.9D+EY	-56.2025	2.1036
0.9D-EY	-56.2025	2.1036

Figura 18. Diagrama de interacción “Y”

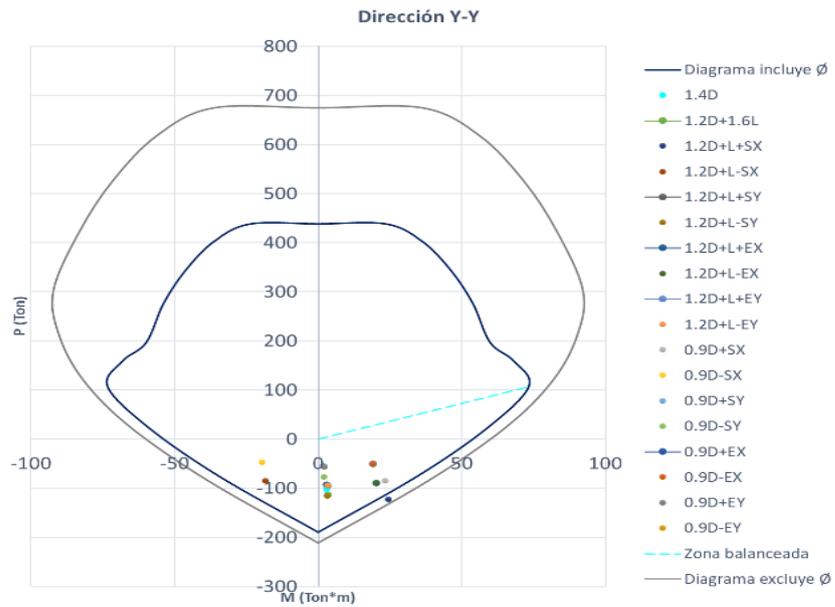
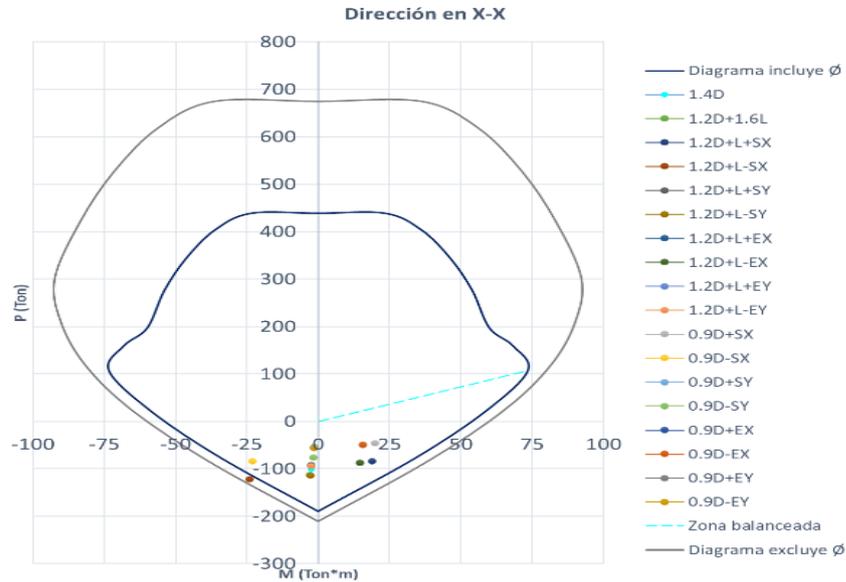


Tabla 22. Momentos y cargas actuantes en columna (0.70 x 0.45) m Sentido “X”

CASOS DE CARGAS EN COLUMNAS		
COMBO	P-X (tonf)	M2-X (tonf-m)
1.4D	-100.7604	-2.4572
1.2D+1.6L	-112.5862	-2.893
1.2D+L+SX	-83.836	18.8308
1.2D+L-SX	-121.6713	-24.0268
1.2D+L+SY	-91.6034	-2.5252
1.2D+L-SY	-113.904	-2.6707
1.2D+L+EX	-87.7983	14.6627
1.2D+L-EX	-87.7983	14.6627
1.2D+L+EY	-93.7102	-2.4629
1.2D+L-EY	-93.7102	-2.4629
0.9D+SX	-45.8569	19.8492
0.9D-SX	-83.6922	-23.0084
0.9D+SY	-53.6242	-1.5069
0.9D-SY	-75.9249	-1.6524
0.9D+EX	-49.8191	15.681
0.9D-EX	-49.8191	15.681

0.9D+EY	-55.7311	-1.4445
0.9D-EY	-55.7311	-1.4445

Figura 19. Diagrama de interacción “X”



- **Chequeo a corte**

Algo semejante ocurre con el acero de confinamiento.

$$\frac{A_v}{s} \text{ real} \geq \frac{A_v}{s} \text{ demanda}$$

$$31.42 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \geq 21.30 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \text{ "Cumple X - X"}$$

$$47.12 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \geq 35.69 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \text{ "Cumple Y - Y"}$$

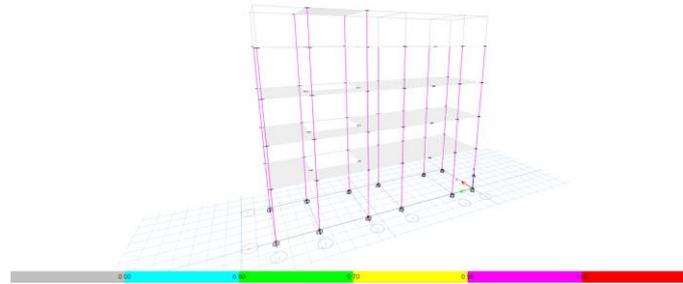
En la figura 18 y 19, se observó que valores de cargas axiales y momentos cumple con la demanda de las diferentes combinaciones de carga, exceptuando las combinaciones de $1.2 D + 1.0 L \pm Sx$.

Un segundo aspecto fue que cumplió con los requerimientos mínimos de acuerdo a la NEC-SE-HM 2015.

- **Chequeo de radio de demanda**

Por consiguiente, se describió bajo una forma tridimensional el radio de demanda (Figura 20), que tiene por finalidad contemplar los elementos estructurales de columnas, cumplan con la demanda de carga.

Figura 20. Porcentaje de demanda

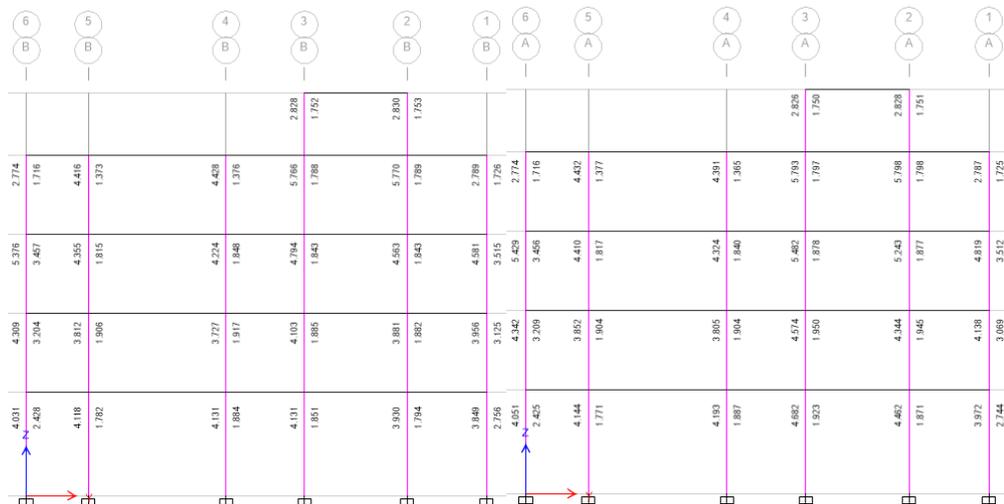


Como se observa en la figura 20, de acuerdo a la barra de colores están trabajando en un rango de 90 %, satisfaciendo la demanda de las cargas actuantes.

3.1.2.14 Chequeo de columna fuerte – Viga débil

Como se observa en la figura 21, las columnas empiezan a fluir antes que las vigas.

Figura 21. Chequeo de columna/Capacidad de viga



Fuente: Software de ingeniería

La guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado de conformidad con la NEC-15, para el chequeo de columna fuerte – viga débil, la Capacidad de

Columna/Capacidad de Viga debe ser mayor al 1.20 para “X” e “Y”, en la figura 21 todas las columnas son mayores a 1.20, dando a conocer que cumplió con el criterio de columna fuerte – viga débil.

Así mismo se calculó conforme a la ecuación 8

$$276.77 \geq 1.2 * 49.65$$

$$276.77 \text{ Ton} * m \geq 59.58 \text{ Ton} * m$$

"Cumple"

El momento en columnas de $276.77 \text{ Ton} * m$, es mayor 1.20 a la del momento en vigas $59.58 \text{ Ton} * m$, cumpliendo el criterio de la ACI 319-19 sección 18.7.3.2.

3.1.2.15 Chequeo de resistencia nominal del nudo a cortante

Con la ecuación 9, se verificó la resistencia en el nudo.

$$Vu = T1 + C2 - Vcol$$

$$Vu = 66.43 + 42.20 - 9.85$$

$$Vu = 98.78 \text{ Ton}$$

$$\phi Vn = 0.75 * 3.2 * \sqrt{f'c} * Ag$$

$$\phi Vn = 0.75 * 3.2 * \sqrt{240} * 70 * 45$$

$$\phi Vn = 112.43 \text{ Ton}$$

$$\phi Vn \geq Vu$$

"Cumple"

La ACI 318-19, sección 15.4.2.3, se calculó el cortante nominal que resiste el nudo que es de 112.43 Ton, y su cortante último que es de 98.78 Ton, siendo capaz de resistir las cortantes que trasmite las vigas y columnas.

3.1.3 Resultados del análisis no lineal Pushover

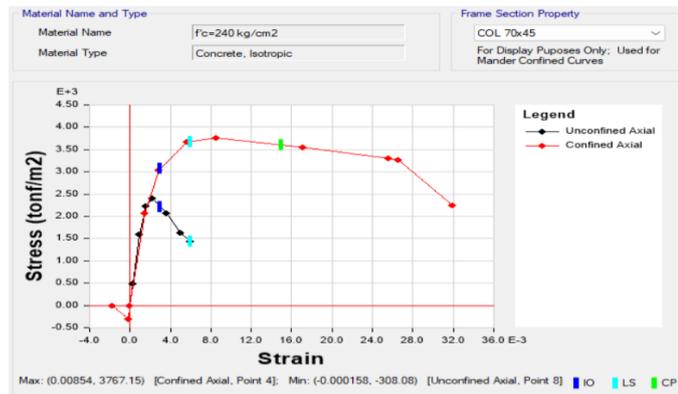
Para el análisis no lineal se realizó, la curva de capacidad de la estructura mediante el método PUSHOVER o método incremental, se evaluó la edificación en un rango no lineal hasta su colapso, mediante sus niveles de amenaza dados por la norma NEC-15 y el punto de desempeño bajo la FEMA 440.

En primer lugar, se analizó la no linealidad de los materiales: Acero corrugado, con el modelo de Park y para el concreto con el modelo de Mander.

3.1.3.1 Comportamiento no lineal del material

Con el modelo de Mander (Figura 22), se determinó el comportamiento del concreto $f'_c=240 \text{ kg/cm}^2$, en su estado confinado con sus respectivas cuantías y no confinado, respetando así la ley de hook.

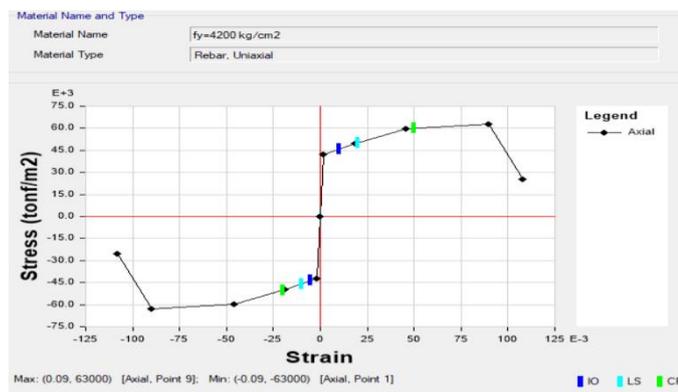
Figura 22. Esfuerzo vs Deformación



Fuente: Software de ingeniería.

De manera similar, con el modelo de Park (Figura 23), se analizó el comportamiento del acero corrugado $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$, empleado para el análisis estático no lineal.

Figura 23. Esfuerzo vs deformación del acero



Fuente: Software de ingeniería

3.1.3.2 Diagrama momento – rotación de elementos estructurales

Se determinó las rótulas plásticas de los elementos estructurales como describe en la ACSE-41 capítulo 10.4.

3.1.3.2.1 Rótula plástica de vigas

Se realizó la gráfica momento-rotación (Figura 24, figura 25), de acuerdo a sus criterios de aceptación de la tabla 10-7 de la ASCE-41, capítulo 10.4.

Figura 24. Rótula plástica de viga (40x60) cm.

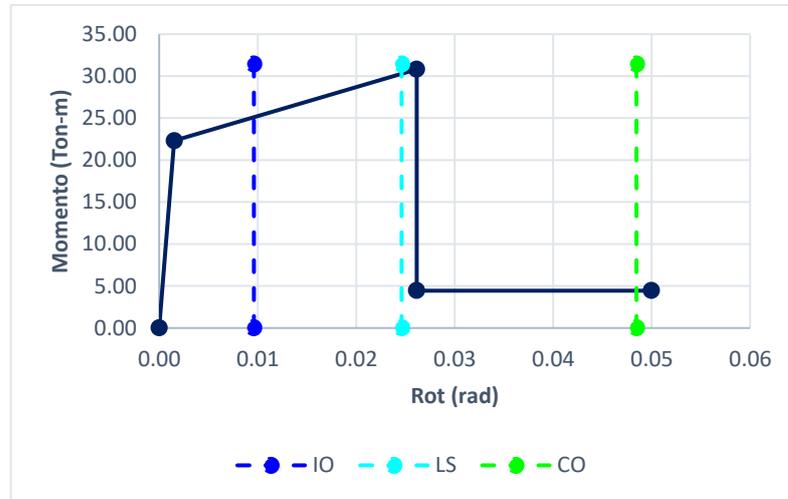
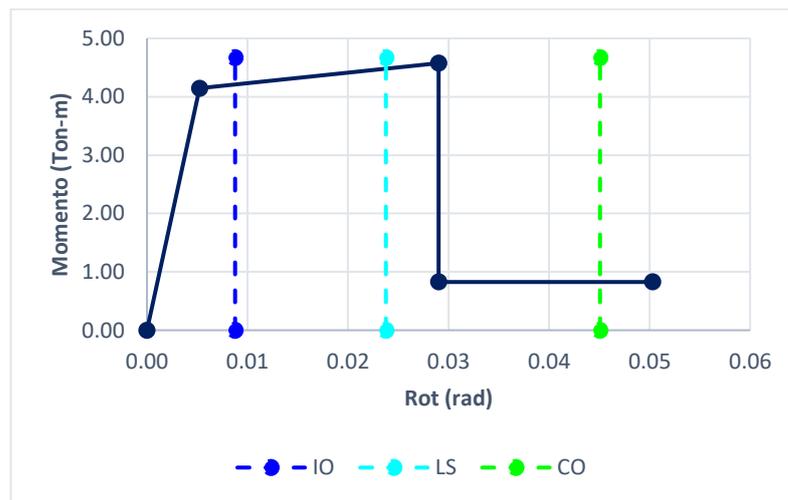


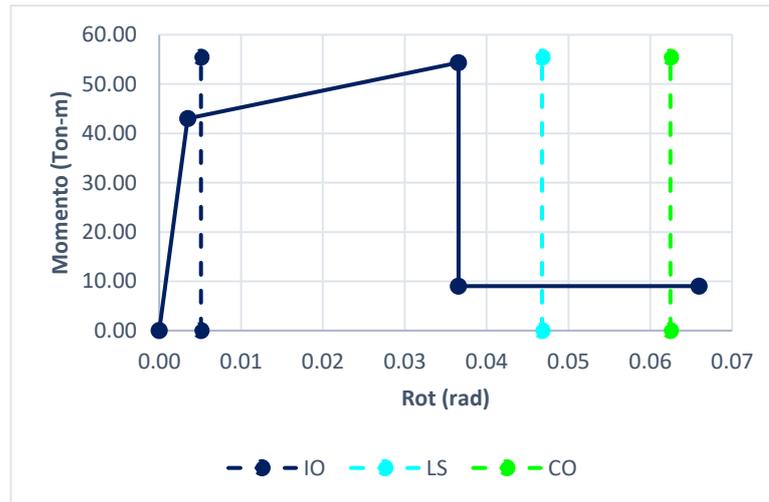
Figura 25. Rótula plástica de viga (30x25) cm.



3.1.3.2.2 Rótula plástica de columna

Algo semejante ocurrió con la rótula plástica de la columna, se realizó la gráfica momento-rotación (Figura 26), de acuerdo a sus criterios de aceptación de la tabla 10-8 de la ASCE-41, capítulo 10.4.

Figura 26. Rótula plástica de columna (70x45) cm.



3.1.3.3 Definición de rótulas plásticas

De acuerdo a la ecuación 10, se asignaron las rótulas plásticas en los diferentes elementos estructurales como se observa en la tabla 23 y la tabla 24.

Tabla 23. Longitud de rótulas plásticas (Vigas)

Vigas "X"							
Eje	Detalle	Longitud (m)	Elemento (m)	Luz libre (m)	Lp (m)	Li %	Lj %
1 - 6	A-B	5.79	0.7	5.09	0.42	0.083	0.917
4'	A-B	5.79	0.4	5.39	0.45	0.083	0.917
Vigas "Y"							
Eje	Detalle	Longitud (m)	Elemento (m)	Luz libre (m)	Lp (m)	Li %	Lj %
A, B	1-2	3.85	0.45	3.40	0.29	0.084	0.916
A, B	2-3	4.95	0.45	4.50	0.37	0.083	0.917
A, B	3-4	3.79	0.45	3.34	0.28	0.084	0.916
A, B	4-5	6.66	0.45	6.21	0.51	0.082	0.918
A, B	5-6	3.01	0.45	2.56	0.22	0.086	0.914

Tabla 24. Longitud de rótulas plásticas (Columnas)

COLUMNAS					
Altura (m)	Elemento (m)	Luz libre (m)	Lp (m)	Li %	Lj %
5.04	0.275	4.77	0.40	0.084	0.916
3.84	0.55	3.29	0.28	0.086	0.914
3.00	0.55	2.45	0.21	0.088	0.912

3.1.3.4 Nivel de amenaza sísmica

Conjuntamente, para su verificación de desempeño sísmica se analizó para 4 tipos de niveles de sismo de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de Construcción como se observa en la tabla 25.

Tabla 25. Niveles de amenaza y PGA Rock Machala

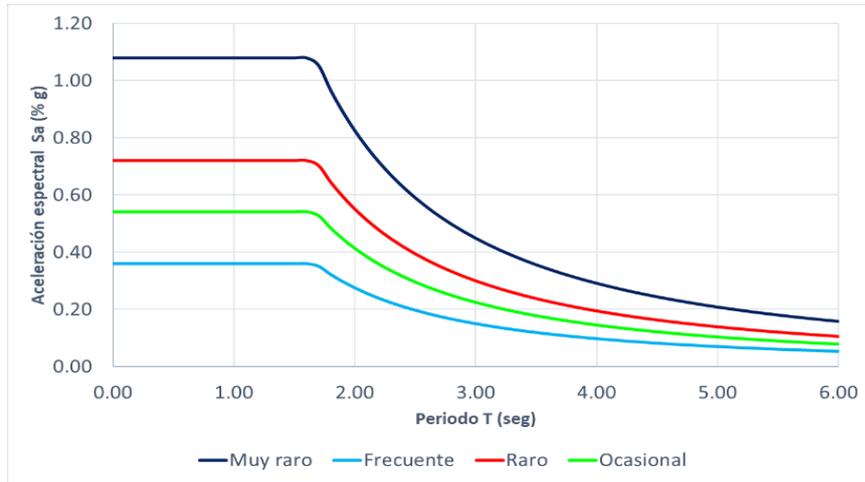
Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia de 50 años	Período de retorno Tr (años)	Tasa anual de excedencia (1/Tr)	PGA Rock MACHALA
1	Frecuente	5%	72	0.01389	0.20
2	Ocasional	20%	225	0.00444	0.30
3	Raro	10%	475	0.00211	0.38
4	Muy raro	2%	2500	0.00040	0.62

De modo que en la tabla 25, se usaron coeficientes para graficar los espectros elásticos para un sismo frecuente, ocasional, raro y muy raro como se presenta en la figura 27, con la finalidad de determinar el punto de desempeño de la estructura.

Tabla 26. Coeficiente para los espectros elásticos

Suelo tipo E Machala					
Nivel de sismo	n	Z	Factores		
			fa	fd	fs
Frecuente	1.80	0.20	1.600	1.925	1.550
Ocasional	1.80	0.30	1.250	1.700	1.700
Raro	1.80	0.38	1.040	1.620	1.860
Muy raro	1.80	0.62	0.850	1.500	2.000

Figura 27. Espectro elástico para diferentes niveles de sismo



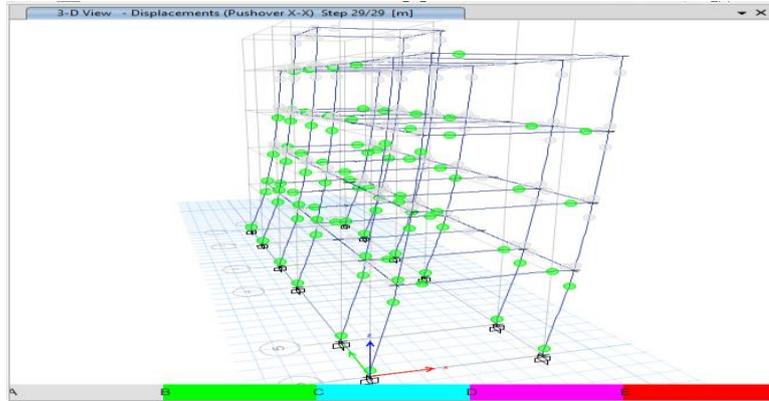
3.1.3.5 Formación de rotulas plásticas

Se presentaron la cantidad de rótula plásticas y su nivel de desempeño a través de la tabla 27, con la finalidad de evaluar posibles comportamientos en la estructura como se observa en la figura 27.

Tabla 27. Rótulas plásticas sentido “X”

Paso N°	Desplazamiento m	Cortante basal Ton	A - B U	B - C U
1	0.055663	135.0388	247	1
5	0.225406	316.7506	166	82
10	0.24018	320.4996	163	85
15	0.245883	321.9511	163	85
20	0.24692	322.1815	163	85
25	0.249667	322.7002	162	86
29	0.250345	322.8756	162	86

Figura 28. Rótulas plásticas sentido “X” paso 29.

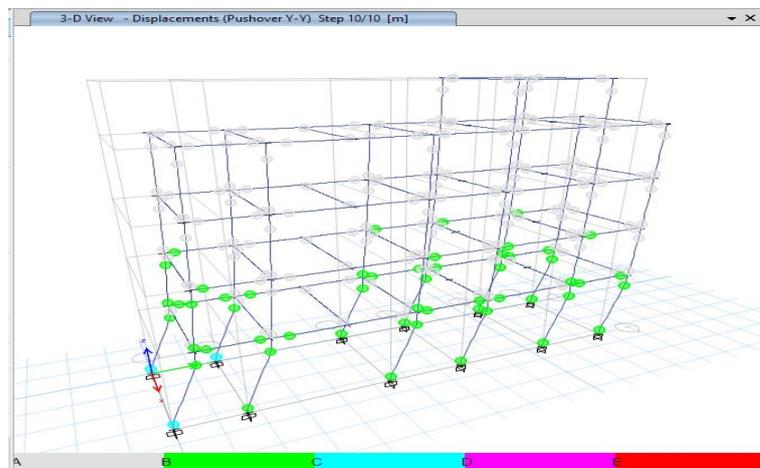


Como se aprecia en la tabla 27, se presentó en los primeros pasos una irregularidad de piso flexible, pero en un nivel de desempeño operativo. De igual manera, en los siguientes pasos del análisis no lineal solo se presentan fallas, pero a un nivel de desempeño operativo (figura 28) con 86 rótulas con un desplazamiento último de 26.93 cm y una cortante de 324.70 Ton.

Tabla 28. Rótulas plásticas sentido “Y”

Paso N°	Desplazamiento m	Cortante basal Ton	A - B U	B - C U	C - D U
1	0.040372	108.4046	246	2	0
5	0.126798	208.8663	192	56	0
10	0.187967	216.9774	192	53	3

Figura 29. Rótulas plásticas sentido “Y” paso 10.



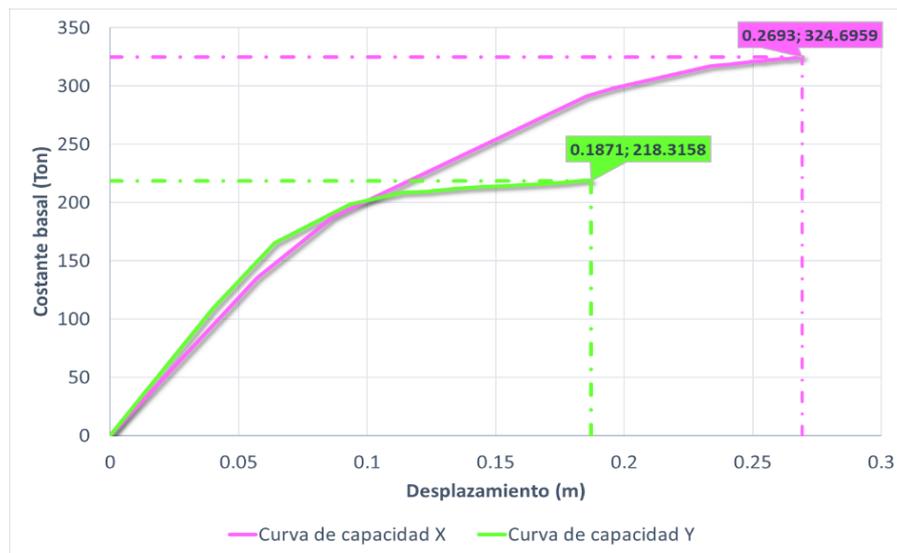
Fuente: Software de ingeniería

También, para el sentido “X” solo se contempló 10 pasos tabla 28, debido a que en dicho paso se observó fallas en el piso 1, dando a conocer la misma patología antes mencionado, que es piso flexible con 53 rótulas en un nivel de desempeño operativo y para él último paso, se presenta 3 rótulas en un nivel de desempeño de seguridad de vida, fallando columnas con un desplazamiento de 18.71 cm y cortante de 218.31 Ton (figura 29).

3.1.3.6 Curva de capacidad

Mediante el análisis estático no-lineal (Pushover) aplicando cargas incrementales, se determinó la curva de capacidad en los dos sentidos “X” e “Y” que relacionó el desplazamiento vs el cortante basal, dónde se apreció su punto máximo hasta su colapso (Figura 30).

Figura 30. Curva de capacidad “X”, “Y” COAC Chibuleo



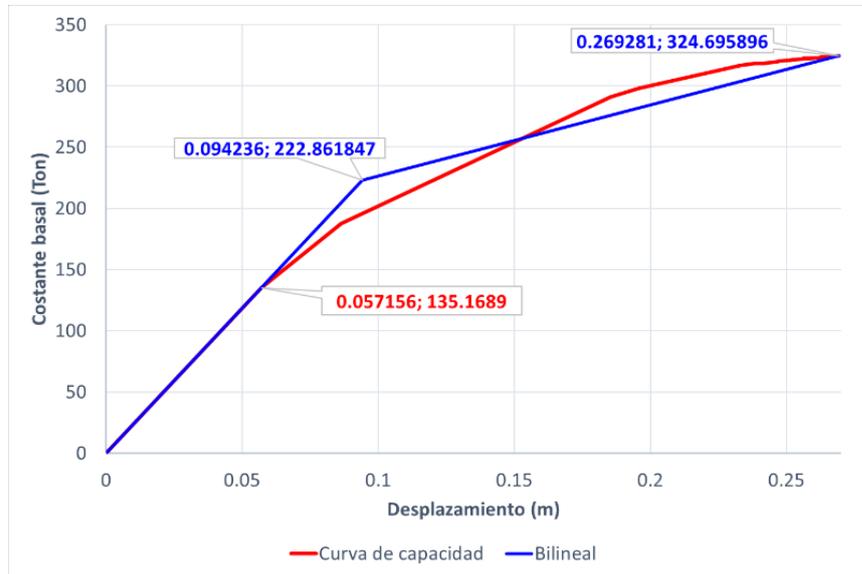
De acuerdo a la figura 30, se apreció que el sentido “X” tubo una ductilidad mayor con una cortante última de 324.69 Ton y desplazamiento de 0.2693 m que a la del sentido “Y”, con una cortante ultima de 218.31 Ton y desplazamiento de 0.1871 m, debido a que posee columna rectangular y su comportamiento es distinta en ambas direcciones.

3.1.3.7 Representación bilineal de la curva de capacidad “X”, “Y”

La otra parte, como se observa en la figura 31 y figura 32 se procedió a realizar una representación bilineal para “X” E “Y” por una tangente y una secante de manera que

las áreas sean similares para la parte superior e inferior. También, se procedió al cálculo de su rigidez inicial (K_i) y rigidez efectiva (k_e).

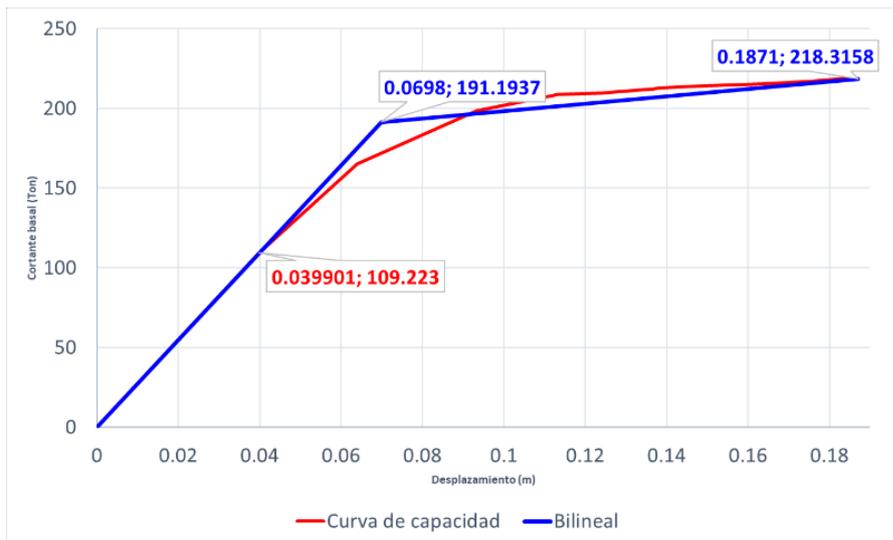
Figura 31. Representación bilineal sentido “X”



$$K_i = \frac{135.16890}{0.05716} = 2364.9118$$

$$K_e = \frac{222.86185}{0.09424} = 2364.9332$$

Figura 32. Representación bilineal sentido “Y”



$$K_i = \frac{109.22300}{0.03990} = 2737.3499$$

$$K_e = \frac{191.19367}{0.06985} = 2737.3603$$

3.1.3.7 Evaluación del objetivo de desempeño

- Objetivo de desempeño sentido “X”

Luego de obtener los coeficientes de la tabla 2, se calculó el punto de desempeño de acuerdo al método de los coeficientes de la ASCE 13, que representa la ecuación 11.

A continuación, se realizó los diferentes puntos de desempeño en el sentido “X” e “Y” para un sismo frecuente, ocasional, raro, muy raro y su respectivo objetivo de desempeño.

Figura 33. Punto de desempeño para diferentes sismos sentido “X”

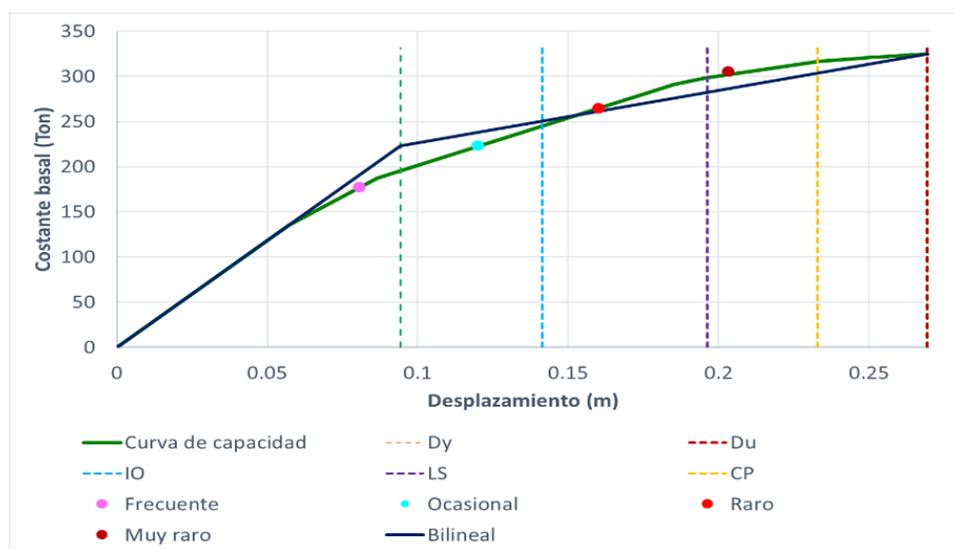


Tabla 29. Objetivo de desempeño sentido “X”

Objetivo de desempeño					
	Totalmente Operativo	Operativo	Seguridad de Vida	Prevención a Colapso	Colapso
Frecuente	X				
Ocasional		X			
Raro			X		
Muy raro				X	

La tabla 29, se representó el objetivo de desempeño en el sentido “X” para los diferentes sismos, de acuerdo a visión 2000 se enfocó más para los sismos raros y muy raros, cumpliendo con su objetivo de desempeño cayendo en seguridad de vida y prevención al colapso respectivamente.

- Objetivo de desempeño sentido “Y”

Figura 34. Punto de desempeño para un sismo frecuente “Y”

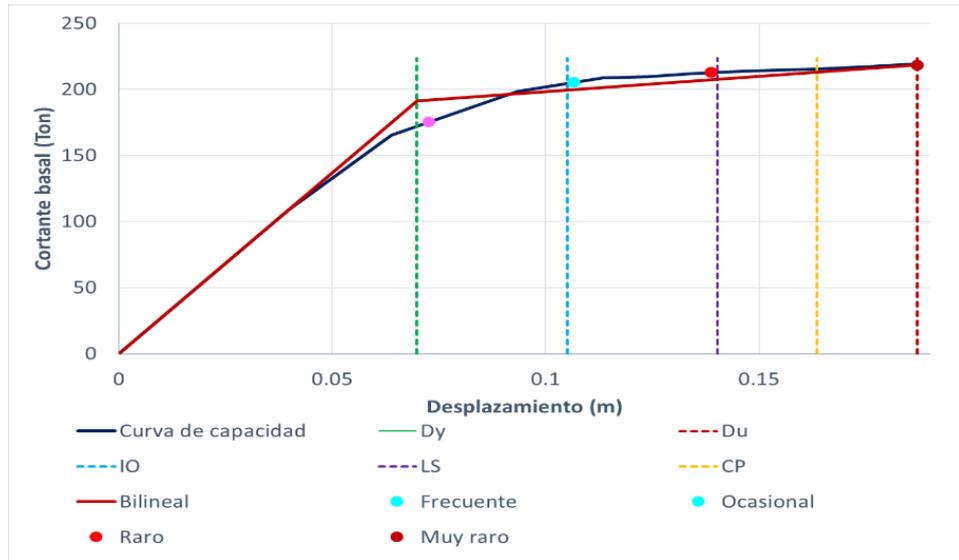


Tabla 30. Objetivo de desempeño sentido “Y”

Objetivo de desempeño					
	Totalmente Operativo	Operativo	Seguridad de Vida	Prevención a Colapso	Colapso
Frecuente		Y			
Ocasional			Y		
Raro					
Muy raro					Y

De acuerdo a la tabla 30, el objetivo de desempeño en el sentido “Y”, no cumple para los sismos frecuente, ocasional y muy raro, así pues, supera de manera considerable sus objetivos de desempeño del comité visión 2000, estando en un objetivo de desempeño de seguridad de viga y colapso necesitando reforzamiento.

3.1.3.8 Cálculo del factor de reducción de resistencia sísmica

- Factor de reducción

Se calculó mediante la ecuación 13

$$R_{sx} = \frac{222.8619}{64.3192} = 3.465$$

$$R_{sy} = \frac{191.1937}{64.3192} = 2.973$$

- Factor de ductilidad

La ATC-19 hubo varias formas para determinar el factor, pero, se realizó acorde a la teoría de Nwemark y Hall Research mediante la ecuación 14.

$$R_{\mu x} = \frac{0.269281}{0.094236} = 2.8575$$

$$R_{\mu y} = \frac{0.1871}{0.0698} = 2.6805$$

- Factor de redundancia

De acuerdo a tabla 4.3, sección 4.5 el factor de redundancia en el sentido X, fue igual a 1.00. Adicionalmente para el sentido “Y” fue de 0.71.

- Cálculo de R

Se determinó en base a la ecuación 12, para el sentido “X” e “Y”.

$$R_x = 3.465 * 2.8575 * 1.00 = 9.901$$

$$R_y = 2.973 * 2.6805 * 0.71 = 5.658$$

Como se observó las operaciones realizadas, el cálculo de reducción de resistencia sísmica para el sentido “X” es 9.901, siendo aceptando acorde al factor de reducción de la NEC-15, pero en el sentido “Y”, tuvo una reducción considerable de 5.658, subdimensionando la estructura para dicho sentido.

3.1.4 Propuesta de reforzamiento

En el análisis lineal, cumplió con todas las verificaciones para torsión, derivas inelásticas, requisitos de fuerza última de la NEC-SE-DS. Pero en las derivas inelásticas se presenció de antemano un piso flexible.

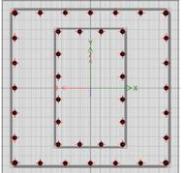
Un segundo aspecto, en el análisis estático no lineal (Pushover), de acuerdo a los objetivos de desempeño vistos en la tabla 29 y tabla 30, no se cumplió para construcciones básicas en el sentido “Y”. Para un sismo frecuente, ocasional se encuentran en un desempeño de seguridad de vida y a su vez para un sismo muy raro se encuentra en colapso, generando rótulas plásticas significantes en columnas solo en el primer nivel, por ello, se propuso un plan de reforzamiento a nivel estructural para controlar.

Para el reforzamiento a nivel estructural se contempló recrecido de hormigón, siendo la más factible, aumentando ductilidad y controlando con mayor facilidad el piso flexible.

3.1.4.1 Reforzamiento para objetivos de desempeño

La propuesta de reforzamiento para la edificación, es un recrecido de hormigón en las columnas críticas que fueron las esquineras, por ello se planteó reforzar dichas columnas.

Tabla 31. Propuesta de reforzamiento

TIPO	UBICACIÓN	SECCIÓN		GRÁFICO	ACERO LONGITUDINAL	ESTRIBOS
		A	B			
COLUMNA	A1, B1, A6, B6	0.90	0.90		Esq 4 Ø 25 Long 20 Ø 22 Cuantía: 1.181 % Cuantía total 1.802 %	Vertical 4 ramales Ø 12 @10cm Horizontal 4 ramales Ø 12 @10cm

De acuerdo a la tabla 31, solo fue necesario el reforzamiento para 4 columnas con el fin de que aumente su ductilidad. Se modelo el elemento estructural con el armado actual y con los refuerzos como recomienda el Manual de la Universidad Distrital Francisco José de Caldas Facultad Tecnológica [31].

3.1.4.2 Resultados del reforzamiento a nivel estructural

Se realizó nuevamente el análisis lineal incluyendo el reforzamiento, con el fin de observar la variación que existe a nivel estructural, adicionando el recrecido de hormigón en columnas en los ejes A1, B1, A6, B6.

3.1.4.2.1 Verificación del período de vibración y participación de masa modal

Se determine los modos de vibración de acuerdo a la tabla 32, así mismo se verificó la masa participativa que sea el 90% en el sentido “X” e “Y” como indica en la NEC-15, por lo tanto, cumplió con su objetivo.

Tabla 32. Períodos de vibración y masa de participación modal (estructura reforzada)

Caso	Modo	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY
		seg				
Modal	1	0.805	0.795	2.42E-06	0.795	2.42E-06
Modal	2	0.699	1.14E-05	0.833	0.795	0.833
Modal	3	0.602	0.0043	0.0007	0.7993	0.8337
Modal	4	0.216	0.1417	9.91E-06	0.941	0.8337
Modal	5	0.207	1.93E-05	0.1185	0.9411	0.9522
Modal	6	0.163	0.0044	1.82E-05	0.9455	0.9522
Modal	7	0.122	1.99E-06	0.0164	0.9455	0.9686
Modal	8	0.105	0.0271	9.27E-07	0.9726	0.9686
Modal	9	0.088	0.0003	1.32E-05	0.9729	0.9686
Modal	10	0.086	4.20E-06	0.0259	0.9729	0.9945
Modal	11	0.077	0.0196	6.01E-06	0.9924	0.9945
Modal	12	0.064	0.0019	3.42E-06	0.9943	0.9945

Por último, la norma indica que:

$$T a_{caso2} \leq 1.30 * T a_{caso1}$$

"Cumple"

3.1.4.2.2 Verificación de la torsión

El chequeo a torsión se verificó que los dos primeros modos de vibración son traslacionales, con un porcentaje entre (15-30) % y como se observa en la tabla 33, cumple.

Tabla 33. Porcentaje de torsión en planta

Caso	Modo	Periodo seg		
Modal	1	0.805	1.15%	Traslacional
Modal	2	0.699	0.27%	Traslacional

Modal	3	0.602	99.74%	Torsional
-------	---	-------	--------	-----------

3.1.4.2.3 Verificación de la torsión de cortante basal

En la tabla 34, se verificó la relación entre el cortante dinámico y el cortante estático, para el sentido “X”, cumple con un 81.21%, para el sentido “Y” un 81.24%, cumpliendo más del 80% para estructuras regulares.

Tabla 34. Cortante basal estático y cortante basal dinámico

NEC-SE-DS Estructura regular		
Cortante (Ton)		
	Sentido “X”	Sentido “Y”
Dinámico	57.634	57.656
Estático	70.972	70.972
%	81.21%	81.24%
Verificación	CUMPLE	CUMPLE

3.1.4.2.4 Derivas de piso

Con la ecuación 7, se determinó las derivas inelásticas

- Sismo estático

Tabla 35. Derivas máximas inelásticas sismo estático

Derivas máxima de piso Sismo Estático			
	Deriva máxima elástica	Deriva inelástica	Verificación
Derivas “X”	0.002018	1.21%	CUMPLE
Derivas “Y”	0.001472	0.88%	CUMPLE

- Sismo dinámico

Tabla 36. Derivas máximas inelásticas sismo dinámico

Derivas de piso Sismo dinámico			
	Deriva máxima elástica	Deriva inelástica (X)	Verificación (X)
Derivas “X”	0.001676	1.01%	CUMPLE
Derivas “Y”	0.001206	0.72%	CUMPLE

Cumplen con las derivas inelásticas para los dos sentidos como el sismo estático y sismo dinámico, permaneciendo dentro del rango del 2%.

3.1.4.2.4 Verificación de elementos estructurales reforzados

3.1.4.2.4.1 Análisis de columna recrecida

- Chequeo flexo-compresión

Tabla 37. Momentos de diseño y acero mínimo requerido

Diseño Pu	Momento de diseño Mu2	Momento de diseño Mu3	Momento mínimo M2	Momento mínimo M3	% Acero
Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m	cm ²	%
34.87	1.470	64.110	1.473	1.473	1.800

Así pues, se comprobó el acero mínimo longitudinal.

$$0.01 \leq \frac{145.93}{90 \times 90} \leq 0.03$$

$$0.01 \leq 0.0180 \leq 0.03 \text{ "Cumple"}$$

Cumpliendo con su cuantía, que debe estar en un rango de 1% y el 3%.

Adicionalmente, se analizaron bajo el diagrama de interacción para las diferentes combinaciones de carga en el sentido “X” e “Y” respectivamente, como se aprecian en la figura 18 y figura 19, con la finalidad de comprobar si los elementos a compresión soportan las cargas actuantes.

Tabla 38. Momentos y cargas actuantes en columna (0.70 x 0.45) m Sentido “Y”

CASOS DE CARGAS EN COLUMNAS		
COMBO	P-Y (tonf)	M2-Y (tonf-m)
1.4D	-72.6119	2.2137
1.2D+1.6L	-69.7494	2.5038
1.2D+L+SX	-50.7483	60.9493
1.2D+L-SX	-83.1174	-62.762
1.2D+L+SY	-39.2182	2.166
1.2D+L-SY	-94.6476	2.3868
1.2D+L+EX	-53.915	49.7799
1.2D+L-EX	-53.915	49.7799
1.2D+L+EY	-44.5127	2.7536
1.2D+L-EY	-44.5127	2.7536
0.9D+SX	-30.4945	61.2708
0.9D-SX	-62.8636	-62.4404
0.9D+SY	-18.9643	1.3127
0.9D-SY	-74.3938	1.5335

0.9D+EX	-33.6612	-49.8583
0.9D-EX	-33.6612	-49.8583
0.9D+EY	-24.2588	-2.4321
0.9D-EY	-24.2588	-2.4321

Figura 35. Diagrama de interacción “Y”

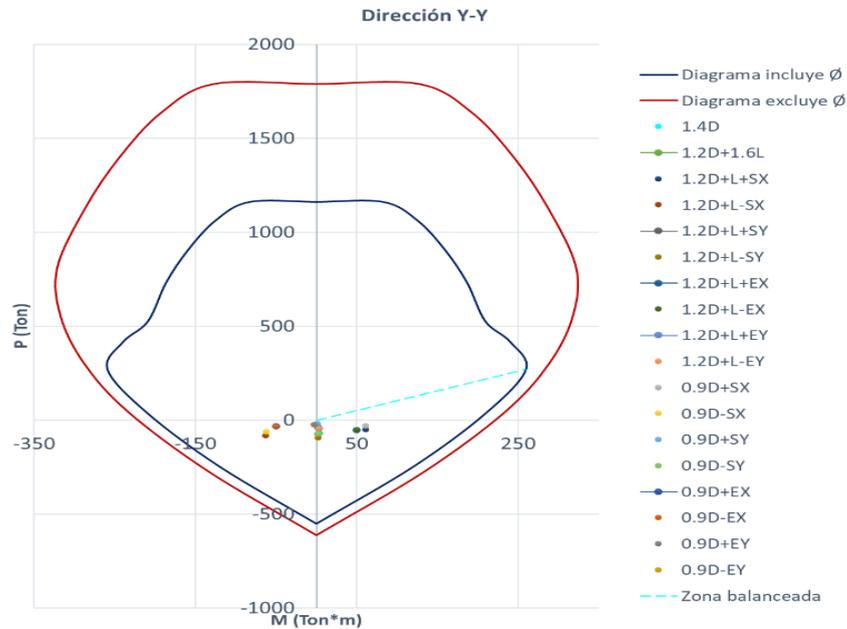
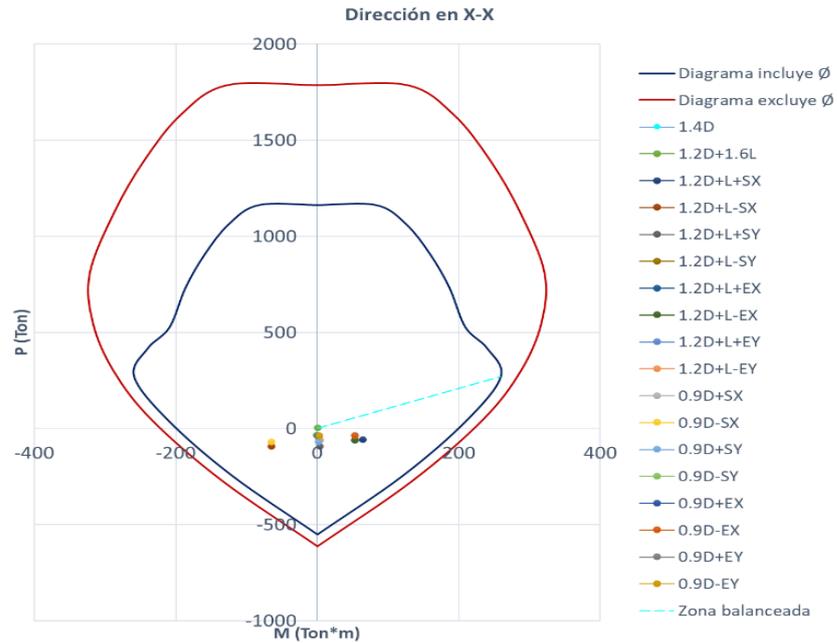


Tabla 39. Momentos y cargas actuantes en columna (0.70 x 0.45) m Sentido “X”

CASOS DE CARGAS EN COLUMNAS		
COMBO	P-X (tonf)	M2-X (tonf-m)
1.4D	-80.0243	3.0261
1.2D+1.6L	-78.4779	3.523
1.2D+L+SX	-58.1966	64.1108
1.2D+L-SX	-91.345	-64.3729
1.2D+L+SY	-93.207	3.2845
1.2D+L-SY	-56.3346	3.0646
1.2D+L+EX	-61.1841	53.2473
1.2D+L-EX	-61.1841	53.2473
1.2D+L+EY	-59.8985	3.5245
1.2D+L-EY	-59.8985	3.5245
0.9D+SX	-34.87	64.11
0.9D-SX	-68.0184	-64.3737
0.9D+SY	-69.8804	2.0553
0.9D-SY	-33.008	-0.6498
0.9D+EX	-37.8574	53.2465
0.9D-EX	-37.8574	53.2465
0.9D+EY	-36.5718	2.2953
0.9D-EY	-36.5718	2.2953

Figura 36. Diagrama de interacción “X”



- **Chequeo a corte**

Algo semejante ocurre con el acero de confinamiento.

$$\frac{A_v}{s} \text{ real} \geq \frac{A_v}{s} \text{ demanda}$$

$$45.24 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \geq 33.56 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \text{ "Cumple X - X"}$$

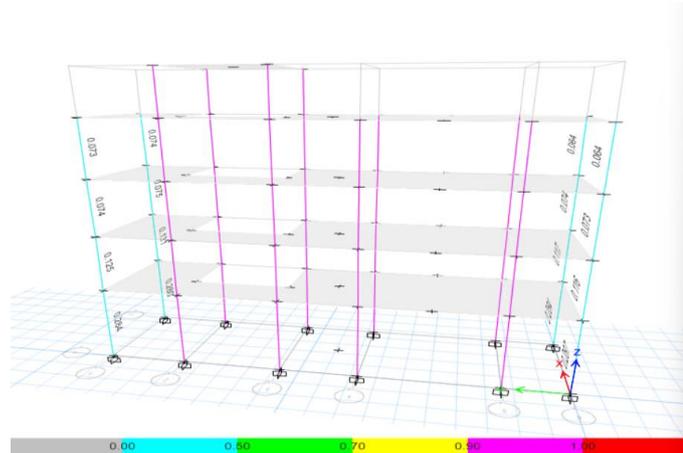
$$45.24 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \geq 33.56 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \text{ "Cumple Y - Y"}$$

Como se observó, cumplen con los requerimientos mínimos de acuerdo a la NEC-SE-HM 2015.

- **Chequeo de radio de demanda**

Por consiguiente, se describió bajo una forma tridimensional el radio de demanda (Figura 20), que tiene por finalidad contemplar los elementos estructurales de columnas, cumplan con la demanda de carga.

Figura 37. Porcentaje de demanda



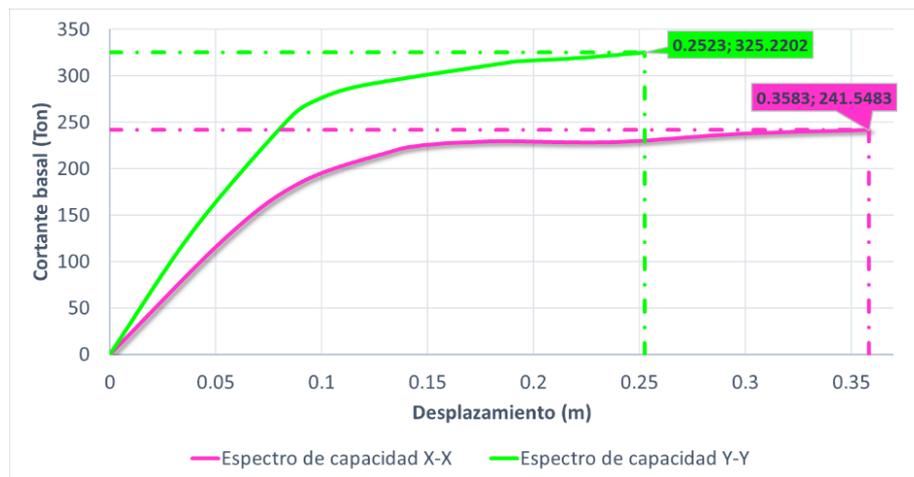
Como se observa en la figura 20, de acuerdo a la barra de colores están trabajando en un rango de 90 %, satisfaciendo la demanda de las cargas actuantes.

3.1.4.2.5 Análisis no lineal (Pushover), estructura reforzada

3.1.4.2.5.1 Curva de capacidad estructura reforzada

Posterior al análisis lineal de la estructura, se realizó de manera consecutiva el análisis no lineal (Pushover), obteniendo la representación de la curva de capacidad de la estructura en el sentido “X” e “Y” de acuerdo a la figura 38.

Figura 38. Curva de capacidad sentido “X” e “Y”

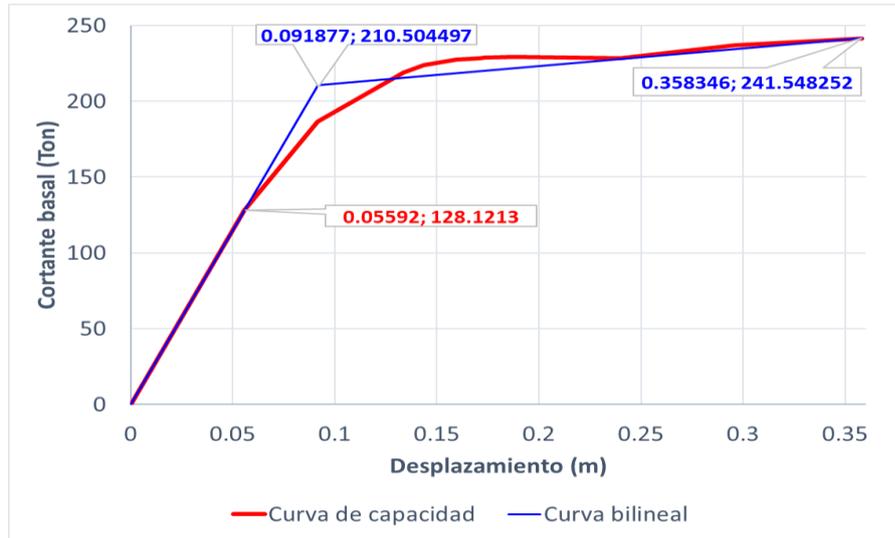


En la figura 38, se observa que tuvo un buen comportamiento para ambos sentidos, aumentando la ductilidad para el sentido “Y”.

3.1.4.2.5.2 Representación bilineal de la curva de capacidad “X-X, Y-Y”

En base a las curvas de capacidad visto en el apartado anterior, se realizó la nueva representación bilineal de la estructura reforzada.

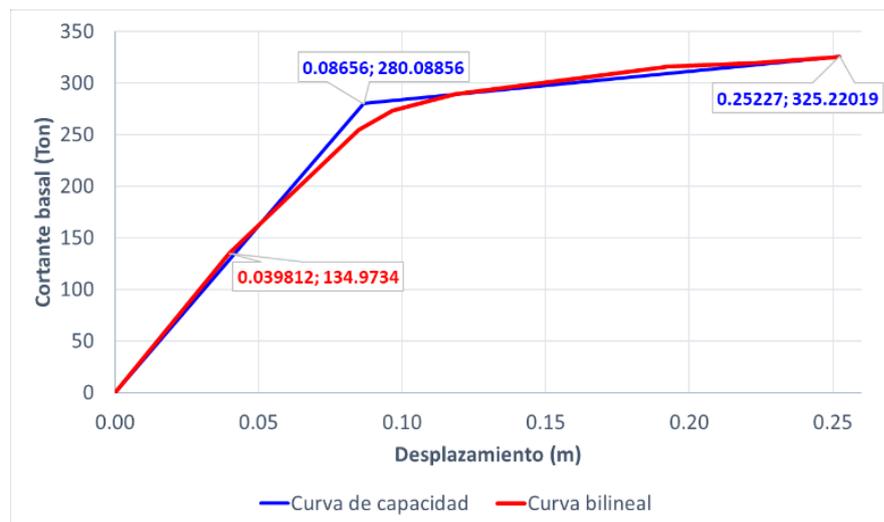
Figura 39. Representación bilineal sentido “X-X”



$$K_i = \frac{128.1213}{0.05592} = 2291.1534$$

$$K_e = \frac{210.5045}{0.09187} = 2291.3301$$

Figura 40. Representación bilineal sentido “Y-Y”



$$K_i = \frac{134.9734}{0.03981} = 3390.4396$$

$$K_e = \frac{280.0886}{0.08656} = 3235.7740$$

3.1.4.2.5.3 Evaluación del objetivo de desempeño

- Objetivo de desempeño sentido X-X

Figura 41. Punto de desempeño para diferentes sismos sentido X-X

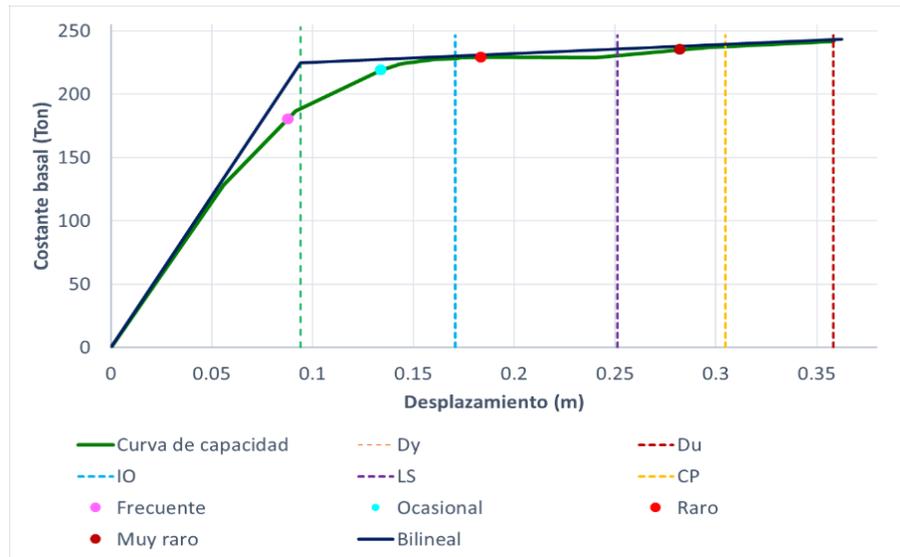


Tabla 40. Objetivo de desempeño sentido X-X

Objetivo de desempeño					
	Totalmente Operativo	Operativo	Seguridad de Vida	Prevención a Colapso	Colapso
Frecuente	X				
Ocasional		X			
Raro			X		
Muy raro				X	

De acuerdo a VISION 2000 SEAOC 1995, la edificación se considera una construcción básica, por ende, al evaluar los puntos de desempeño de los diferentes tipos de sismo, se contempló que cumplen con su objetivo de acuerdo a la tabla 40, para un sismo frecuente tuvo un objetivo de desempeño totalmente operativo, sismo ocasional objetivo de desempeño operativo, un sismo raro un objetivo de seguridad de vida y por último para un sismo muy raro el objetivo de prevención al colapso.

- Objetivo de desempeño sentido Y-Y

En la figura 41, del mismo modo se obtiene la respuesta estructural de diferentes tipos de sismo, sectorizando la curva de capacidad como se observa en la figura 41.

Figura 42. Punto de desempeño para diferentes sismos sentido Y-Y

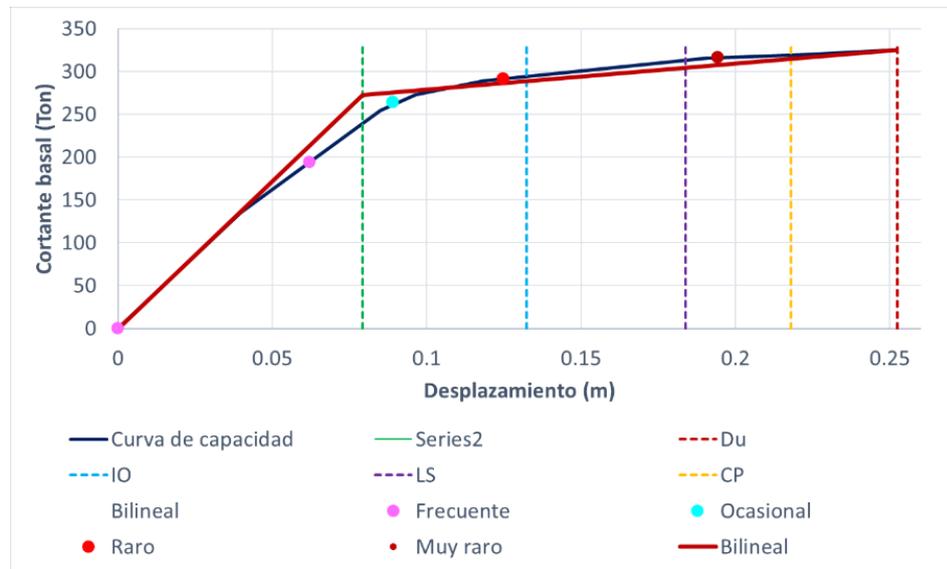


Tabla 41. Objetivo de desempeño sentido Y-Y

Objetivo de desempeño					
	Totalmente Operativo	Operativo	Seguridad de Vida	Prevención a Colapso	Colapso
Frecuente	Y				
Ocasional		Y			
Raro		Y			
Muy raro				Y	

El carácter principal de la tabla 41, se mostró su respectivo objetivo de desempeño en el sentido Y. Al someter la edificación a un sismo frecuente se encuentra en un nivel de desempeño totalmente operativo, para un sismo ocasiona se encuentra en el nivel de desempeño operativo, de la misma manera para un sismo raro se encuentra en un nivel operativo y, por último, para un sismo muy raro se encuentra en un objetivo de desempeño de prevención al colapso concluyendo que cumple el objetivo de desempeño para una construcción básica de acuerdo a VISION 2000.

3.2 Prueba de hipótesis

Hipótesis: El edificio cooperativa de ahorro y crédito Chibuleo ubicado en el cantón Machala, fue diseñado para cumplir con los niveles de desempeño de la norma NEC-15 y el comité VISION 2000, para diferentes niveles de amenaza sísmico.

Es falso, ya que, se ha verificado mediante el análisis no lineal (Pushover) carece de ductilidad en uno de sus sentidos, determinado que es necesario optar un plan de reforzamiento a nivel de elementos estructurales para cumplir con los niveles estipulado por las normas.

CAPITULO IV.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 CONCLUSIONES

- Mediante ensayos destructivos e informes de control de calidad, se identificó que el hormigón y el acero de refuerzo superan las propiedades mecánicas que indica en los planos estructurales, pero se adoptó en el modelo tridimensional una resistencia a la compresión del hormigón de 240 Kg/cm^2 y resistencia a la fluencia del acero de 4200 kg/cm^2 , con la finalidad de ser conservadores en los cálculos.
- Del análisis sísmico lineal de la edificación construida inicialmente, se analizó la respuesta estructural como; período de vibración, masa participativa, torsión en planta, derivas inelásticas, requisitos de resistencia de elementos estructurales, columna fuerte – viga débil, nudo fuerte, requisitos sismo resistentes, cumpliendo acorde a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS-15).
- Mediante el análisis sísmico estático no-lineal (PUSHOVER) método de los coeficientes de la norma ASCE 41-13, se calculó el desempeño sísmico de la edificación, cumpliendo para los diferentes niveles de amenaza en el sentido “X”; sin embargo, no cumple los niveles de desempeño sísmico en el sentido “Y”, para los sismos frecuente, ocasional y muy raro, procediendo a un plan de reforzamiento.
- Con los resultados obtenidos del análisis sísmico lineal y el análisis estático no-lineal, se propuso un reforzamiento de recrido de hormigón en las columnas A1, B1, A6, B6, de una sección (45x70) cm a (90x90) cm; mejorando su comportamiento y aumentando ductilidad en el sentido “Y”.

4.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar ensayo de extracción de núcleos en elementos estructurales para obtener datos más fiables, ya que un hormigón ensayado tiene un tratamiento diferente al hormigón colado in situ.
- Se recomienda realizar un análisis, que incluya la mampostería, debido puede tener gran importancia aportando rigidez a la estructura.
- Se recomienda un análisis a nivel de los cimientos, ya que no se pudo comprobar la resistencia del hormigón y la armadura, debido a la inaccesibilidad.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] P. Quinde Martínez y E. R. Angulo, “Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la ciudad de Cuenca”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, vol. no.94, pp. 2–4, abr. 2016.
- [2] L. M. Taipe Acosta, “Análisis de las ecuaciones de predicción de movimientos de suelo para el Ecuador, utilizando datos registrados durante el periodo 2000-2011 en estaciones sísmicas de banda ancha y acelerógrafos”, Proyecto previo a la obtención del título de ingeniero especialista en geología, Escuela Politécnica Nacional, Quito, 2013.
- [3] Comité de Reconstrucción y Reactivación, “Plan de Reconstrucción y Reactivación Productiva post terremoto - Mayo 2017”, Ecuador, 2017. Consultado: el 23 de octubre de 2023. [En línea]. Disponible en: <https://www.undp.org/sites/g/files/zskgke326/files/migration/ec/8c50e3d52f3837a90dfec11bb8b2e7268ebdb2395e5a907451d3be0aef5a29fe.pdf>
- [4] J. Bonachea Pico, “Desarrollo, aplicación y validación de procedimientos y modelos para la evaluación de amenazas, vulnerabilidad y riesgo debidos a procesos geomorfológicos”, Tesis Doctoral, Universidad de Cantabria Facultad de Ciencias , Santander, 2006.
- [5] G. M. Menéndez-Navarro, J. G. García-García, y A. E. Reyna-García, “Vulnerabilidad sísmica en edificaciones de la ciudad de Portoviejo: Reflexiones del 16-A”, *Revista InGenio*, vol. 6, núm. 1, pp. 73–86, ene. 2023, doi: 10.18779/ingenio.v6i1.565.
- [6] R. Aguiar y Y. Mieles, “Análisis de los edificios que colapsaron en portoviejo durante el terremoto del 16 de abril de 2016”, *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, vol. 21, pp. 257–282, 2016.
- [7] L. J. Msc. García Vincés, J. Msc. Palacios Rodríguez, A. M. Escobar Molina, y L. D. Zambrano Cevallos, “Análisis Estructural y propuesta de reforzamiento del edificio de Facultad de Ciencias Humanísticas de la Universidad Técnica de Manabí”, *Revista riemat*, vol. 6, núm. 1, pp. 14–25, 2021.

- [8] K. K. Hernandez, “Sistemas estructurales, armonía estructural, ejemplos de edificios altos en venezuela y el mundo.”, *Slideshare*, feb. 2017, Consultado: el 24 de octubre de 2023. [En línea]. Disponible en: <https://es.slideshare.net/100000155541186/sistemas-estructurales-armona-estructuralejemplo-mundiales>
- [9] Y. F. Vargas, L. G. Pujades, A. H. Barbat, y J. E. Hurtado, “Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico de edificios de hormigón armado”, *Revista Internacional de Metodos Numericos para Calculo y Diseno en Ingenieria*, vol. 29, núm. 2, pp. 63–78, oct. 2013, doi: 10.1016/j.rimni.2013.04.003.
- [10] 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, núm. 50, pp. 56–90, jun. 2021, doi: 10.52428/20758944.v17i50.20.
- [11] R. Lagos, *Diseño Sísmico Basado en Desempeño*, vol. 1. Santiago, Chile: Renelagos engineers, 2016.
- [12] D. L. Galindo López, M. M. Castro Carrillo, J. R. Gaxiola Camacho, y A. Reyes Salazar, “Evaluación del desempeño sísmico y de la confiabilidad de edificios de concreto reforzado diseñados en zonas de alta sismicidad”, en *Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural*, nov. 2022, pp. 1–19.
- [13] D. M. Quizanga Martínez, L. P. Viera Arroba, y J. L. Andino Carranco, “Análisis estático no lineal de edificios aporricados de hormigón armado aplicando normativa Ecuatoriana, Colombiana y Peruana”, *FIGEMPA: Investigación y Desarrollo*, vol. 1, núm. 1, pp. 72–78, jun. 2020.
- [14] R. Aguilar, M. Marcial, y P. Caiza, “Desempeño sísmico de nuevo centro de investigaciones científicas y de post grado de la universidad de fuerzas armadas ESPE, sin aisladores”, *Revista CIENCIA*, vol. 17, núm. 3, pp. 327–345, ago. 2015.
- [15] D. P. Guerrero Cuasapaz, “Análisis técnico y económico del diseño por desempeño de edificios con estructura de acero utilizando arriostramientos

- concéntricos”, *Revista Gaceta Técnica.* , vol. 20, núm. 1, pp. 41–59, ene. 2019, doi: 10.13140/RG.2.2.20052.86409.
- [16] A. C. Chaparro, A. Suárez, J. Benjumea, y J. D. Villalba-Morales, “Desempeño Sísmico y Cantidades de Obra de Edificaciones Aportricadas de Concreto Reforzado Diseñadas para Diferentes Capacidades de Disipación de Energía”, *Revista EIA*, vol. 18, núm. 35, pp. 1–16, jun. 2021, doi: 10.24050/reia.
- [17] American Society of Civil Engineers, *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*, ASCE. Reston, Virginia: Published by American Society of Civil Engineers, 2014. Consultado: el 25 de octubre de 2023. [En línea]. Disponible en: <https://doi.org/10.1061/9780784412855>
- [18] S. A. Freeman, “Prediction of response of concrete buildings to severe earthquake motion”, *American Concrete Institute*, pp. 585–605, 1978.
- [19] M. A. Giraldo Vargas, *Encamisado en concreto armado para el refuerzo de vigas y columnas de una edificación*. 2018.
- [20] S. Arteaga, J. Malavé, y J. Olival, “Comparación del diseño de muros estructurales de concreto armado según FONDONORMA 1753:2006 y ACI 318–14”, *Revista Ingeniería UC*, vol. 24, núm. 1, pp. 125–137, abr. 2017.
- [21] Norma Ecuatoriana de la Construcción, “Método 1: diseño basado en fuerzas (DBF)”, en *PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE (NEC-SE-DS)*, 2015, pp. 53–70.
- [22] Norma Ecuatoriana de la Construcción, *Cargas (NO SÍSMICAS) NEC-SE-CG*. 2015.
- [23] Norma Ecuatoriana de la Construcción, *Estructuras de Hormigón Armado NEC-SE-HM*. 2015.
- [24] Norma Ecuatoriana de la Construcción, *Peligro sísmico Diseño Sismo Resistente NEC-SE-DS*. 2015.
- [25] C. Velásquez Londoño, “Evaluación experimental de la longitud de rotación plástica en vigas de hormigón parcialmente pretensadas”, *Proyecto Final de*

Màster Oficial, UPC, Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona, Departament d'Enginyeria Civil i Ambiental, 2017.

- [26] SEAOC, “ Conceptual framework for performance based seismic engineering of buildings. Vision 2000 Committee and California Office of Emergency Services, Sacramento, USA”, 1995.
- [27] C. F. Belizario Pacompia, *Reforzamiento estructural de una edificación de concreto armado de dos pisos con fines de ampliación Tema: Reforzamiento Estructural*. Huancayo-Perú: Universidad Nacional del Centro del Perú, 2017.
- [28] Instituto Ecuatoriano de Normalización, *Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 1573:2010*, First Edition. Quito-Ecuador, 2010.
- [29] HibbelerRussell C, “Diagrama de esfuerzo-deformación”, en *Mecánica de Materiales*, Pearson Education., vol. Octava Edición, L. M. Cruz Castillo, Ed., México, 2011, pp. 83–115.
- [30] Instituto Ecuatoriano de Normalización, *Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 0109:2009*, Primera Edición. Quito-Ecuador, 2009.
- [31] J. A. AYALA GALINDO y M. Á. GIRALDO VARGAS, *ESTUDIO DEL MÉTODO DE RECRECIDO EN CONCRETO ARMADO PARA EL REFUERZO DE VIGAS Y COLUMNAS DE UNA EDIFICACIÓN*. Bogotá D.C: UNIVERSIDAD DISTRITAL FRANCISCO JOSÉ DE CALDAS FACULTAD TECNOLÓGICA INGENIERÍA CIVIL, 2018.

ANEXOS

ANEXO A
ANÁLISIS
SISMICO LINEAL

ANEXO A-1. CONTROL DE CALIDAD HORMIGÓN

ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE PROBETAS CILÍNDRICAS DE HORMIGÓN

PROYECTO: "CONSTRUCCIÓN DE COOPERATIVA DE AHORRO Y CRÉDITO CHIBULEO LTDA"

UBICACIÓN:

MACHALA

ORDENA: TEPEK SERVICIOS INDUSTRIALES S.A

NORMA: NTE INEN 1573 (Determinación de resistencia a la compresión de especímenes de cilíndricos de hormigón)

Probeta No.	Fecha		Edad	VOLUMEN PROMEDIO	PESO DE LA PROBETA	DENSIDAD	ALTURA PROMEDIO	DIÁMETRO PROMEDIO	CARGA APLICADA	RESISTENCIA		PORCENTAJE RESPECTO A RESISTENCIA DE DISEÑO
	Toma	Rotura	Días	cm3	gr	kg/m2	cm	cm	kN	kg/cm2	MPa	
CÓDIGO MUESTRA: MURO									Resistencia: f_c		210 kg/cm2	
1	31/03/2022	07/04/2022	7	1647.41	3685.57	2237.19	20.32	10.16	134.50	157.50	15.87	75.00%
2	31/03/2022	07/04/2022	7	1647.41	3702.74	2247.61	20.32	10.16	135.60	172.20	17.10	82.00%
3	31/03/2022	28/04/2022	28	1647.41	3901.40	2368.74	20.32	10.16	215.90	273.00	27.61	130.00%
4	31/03/2022	28/04/2022	28	1647.41	3877.64	2352.57	20.32	10.16	218.65	283.50	26.85	135.00%
										221.55		

ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE PROBETAS CILÍNDRICAS DE HORMIGÓN

PROYECTO: "CONSTRUCCIÓN DE COOPERATIVA DE AHORRO Y CRÉDITO CHIBULEO LTDA"

UBICACIÓN:

MACHALA

ORDENA: TEPEK SERVICIOS INDUSTRIALES S.A

NORMA: NTE INEN 1573 (Determinación de resistencia a la compresión de especímenes de cilíndricos de hormigón)

Probeta No.	Fecha		Edad	VOLUMEN PROMEDIO	PESO DE LA PROBETA	DENSIDAD	ALTURA PROMEDIO	DIÁMETRO PROMEDIO	CARGA APLICADA	RESISTENCIA		PORCENTAJE RESPECTO A RESISTENCIA DE DISEÑO
	Toma	Rotura	Días	cm3	gr	kg/m2	cm	cm	kN	kg/cm2	MPa	
CÓDIGO MUESTRA: PLINTOS									Resistencia: f_c		210 kg/cm2	
1	26/04/2022	03/05/2022	7	1647.41	3680.54	2237.21	20.32	10.16	136.70	163.80	16.28	78.00%
2	26/04/2022	03/05/2022	7	1647.41	3703.65	2250.57	20.32	10.16	139.90	178.50	17.78	85.00%
3	26/04/2022	24/05/2022	28	1647.41	3976.40	2370.60	20.32	10.16	214.90	272.16	27.18	129.60%
4	26/04/2022	24/05/2022	28	1647.41	3883.60	2352.80	20.32	10.16	218.65	283.50	28.30	135.00%
										224.49		

ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE PROBETAS CILÍNDRICAS DE HORMIGÓN

PROYECTO: "CONSTRUCCIÓN DE COOPERATIVA DE AHORRO Y CRÉDITO CHIBULEO LTDA"

UBICACIÓN:

MACHALA

ORDENA: TEPEK SERVICIOS INDUSTRIALES S.A

NORMA: NTE INEN 1573 (Determinación de resistencia a la compresión de especímenes de cilíndricos de hormigón)

Probeta No.	Fecha		Edad	VOLUMEN PROMEDIO	PESO DE LA PROBETA	DENSIDAD	ALTURA PROMEDIO	DIÁMETRO PROMEDIO	CARGA APLICADA	RESISTENCIA		PORCENTAJE RESPECTO A RESISTENCIA DE DISEÑO
	Toma	Rotura	Días	cm3	gr	kg/m2	cm	cm	kN	kg/cm2	MPa	
CÓDIGO MUESTRA: PILOTES									Resistencia: f_c		210 kg/cm2	
1	10/03/2022	17/03/2022	7	1647.41	3685.57	2237.19	20.32	10.16	133.00	169.08	16.58	80.51%
2	10/03/2022	17/03/2022	7	1647.41	3702.74	2247.61	20.32	10.16	134.60	171.11	16.78	81.48%
3	10/03/2022	24/03/2022	14	1647.41	3746.20	2273.99	20.32	10.16	192.35	244.52	23.97	116.44%
4	10/03/2022	24/03/2022	14	1647.41	3698.20	2244.86	20.32	10.16	195.64	248.71	24.38	118.43%
5	10/03/2022	07/04/2022	28	1647.41	3902.40	2368.81	20.32	10.16	221.50	281.58	27.61	134.09%
6	10/03/2022	07/04/2022	28	1647.41	3875.64	2352.57	20.32	10.16	215.40	273.83	26.85	130.39%
										277.70		

ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE PROBETAS CILÍNDRICAS DE HORMIGÓN

PROYECTO: "CONSTRUCCIÓN DE COOPERATIVA DE AHORRO Y CRÉDITO CHIBULEO LTDA"

UBICACIÓN:

MACHALA

ORDENA: TEPEK SERVICIOS INDUSTRIALES S.A

NORMA: NTE INEN 1573 (Determinación de resistencia a la compresión de especímenes de cilíndricos de hormigón)

Probeta No.	Fecha		Edad	VOLUMEN PROMEDIO	PESO DE LA PROBETA	DENSIDAD	ALTURA PROMEDIO	DIÁMETRO PROMEDIO	CARGA APLICADA	RESISTENCIA		PORCENTAJE RESPECTO A RESISTENCIA DE DISEÑO
	Toma	Rotura	Días	cm3	gr	kg/m2	cm	cm	kN	kg/cm2	MPa	
CÓDIGO MUESTRA: PILOTES									Resistencia: f_c		210 kg/cm2	
1	11/03/2022	18/03/2022	7	1647.41	3695.40	2243.16	20.32	10.16	125.40	159.41	15.63	75.91%
2	11/03/2022	18/03/2022	7	1647.41	3700.50	2246.25	20.32	10.16	121.50	154.46	15.14	73.55%
3	11/03/2022	25/03/2022	14	1647.41	3654.00	2218.03	20.32	10.16	165.40	210.26	20.61	100.12%
4	11/03/2022	25/03/2022	14	1647.41	3645.50	2212.87	20.32	10.16	158.50	201.49	19.75	95.95%
5	11/03/2022	08/04/2022	28	1647.41	3654.50	2218.33	20.32	10.16	185.47	235.78	23.12	112.28%
6	11/03/2022	08/04/2022	28	1647.41	3705.28	2249.15	20.32	10.16	182.54	232.05	22.75	110.50%
										233.92		

ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE PROBETAS CILÍNDRICAS DE HORMIGÓN

PROYECTO: "CONSTRUCCIÓN DE COOPERATIVA DE AHORRO Y CRÉDITO CHIBULEO LTDA"

UBICACIÓN:

MACHALA

ORDENA: TEPEK SERVICIOS INDUSTRIALES S.A

NORMA: NTE INEN 1573 (Determinación de resistencia a la compresión de especímenes de cilíndricos de hormigón)

Probeta No.	Fecha		Edad	VOLUMEN PROMEDIO	PESO DE LA PROBETA	DENSIDAD	ALTURA PROMEDIO	DIÁMETRO PROMEDIO	CARGA APLICADA	RESISTENCIA		PORCENTAJ E RESPECTO A RESISTENCIA DE DISEÑO	
	Toma	Rotura								Días	cm3		gr
CÓDIGO MUESTRA: VIGA Y ASCENSOR									Resistencia: 240 kg/cm2				
1	02/09/2022	09/09/2022	7	1647.41	3685.57	2237.19	20.32	10.16	135.60	154.35	15.41	64.31%	
2	02/09/2022	09/09/2022	7	1647.41	3702.74	2247.61	20.32	10.16	137.90	178.50	17.48	74.38%	
3	02/09/2022	30/09/2022	28	1647.41	3901.40	2368.74	20.32	10.16	218.90	278.25	27.79	115.94%	
4	02/09/2022	30/09/2022	28	1647.41	3877.64	2352.57	20.32	10.16	222.90	289.80	28.85	120.75%	
										284.03			

ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE PROBETAS CILÍNDRICAS DE HORMIGÓN

PROYECTO: "CONSTRUCCIÓN DE COOPERATIVA DE AHORRO Y CRÉDITO CHIBULEO LTDA"

UBICACIÓN:

MACHALA

ORDENA: TEPEK SERVICIOS INDUSTRIALES S.A

NORMA: NTE INEN 1573 (Determinación de resistencia a la compresión de especímenes de cilíndricos de hormigón)

Probeta No.	Fecha		Edad	VOLUMEN PROMEDIO	PESO DE LA PROBETA	DENSIDAD	ALTURA PROMEDIO	DIÁMETRO PROMEDIO	CARGA APLICADA	RESISTENCIA		PORCENTAJ E RESPECTO A RESISTENCIA DE DISEÑO	
	Toma	Rotura								Días	cm3		gr
CÓDIGO MUESTRA: COLUMNAS									Resistencia: 240 kg/cm2				
1	09/06/2022	16/06/2022	7	1647.41	3766.10	2237.19	20.32	10.16	175.90	170.40	17.04	71.00%	
2	09/06/2022	16/06/2022	7	1647.41	3698.90	2243.90	20.32	10.16	188.90	189.84	18.98	79.10%	
3	09/06/2022	07/07/2022	28	1647.41	3897.89	2453.80	20.32	10.16	360.90	340.56	34.06	141.90%	
4	09/06/2022	07/07/2022	28	1647.41	3901.90	2456.90	20.32	10.16	388.20	348.00	34.80	145.00%	
										344.28			

ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE PROBETAS CILÍNDRICAS DE HORMIGÓN

PROYECTO: "CONSTRUCCIÓN DE COOPERATIVA DE AHORRO Y CRÉDITO CHIBULEO LTDA"

UBICACIÓN:

MACHALA

ORDENA: TEPEK SERVICIOS INDUSTRIALES S.A

NORMA: NTE INEN 1573 (Determinación de resistencia a la compresión de especímenes de cilíndricos de hormigón)

Probeta No.	Fecha		Edad	VOLUMEN PROMEDIO	PESO DE LA PROBETA	DENSIDAD	ALTURA PROMEDIO	DIÁMETRO PROMEDIO	CARGA APLICADA	RESISTENCIA		PORCENTAJ E RESPECTO A RESISTENCIA DE DISEÑO	
	Toma	Rotura								Días	cm3		gr
CÓDIGO MUESTRA: COLUMNAS									Resistencia: 240 kg/cm2				
1	12/07/2022	19/07/2022	7	1647.41	3711.76	2250.56	20.32	10.16	194.90	184.80	18.48	77.00%	
2	12/07/2022	19/07/2022	7	1647.41	3698.90	2243.90	20.32	10.16	200.90	192.00	19.20	80.00%	
3	12/07/2022	26/07/2022	14	1647.41	3999.40	2453.80	20.32	10.16	305.00	300.00	30.00	125.00%	
4	12/07/2022	26/07/2022	14	1647.41	3923.70	2456.90	20.32	10.16	340.30	331.20	33.12	138.00%	
										315.60			

ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE PROBETAS CILÍNDRICAS DE HORMIGÓN

PROYECTO: "CONSTRUCCIÓN DE COOPERATIVA DE AHORRO Y CRÉDITO CHIBULEO LTDA"

UBICACIÓN:

MACHALA

ORDENA: TEPEK SERVICIOS INDUSTRIALES S.A

NORMA: NTE INEN 1573 (Determinación de resistencia a la compresión de especímenes de cilíndricos de hormigón)

Probeta No.	Fecha		Edad	VOLUMEN PROMEDIO	PESO DE LA PROBETA	DENSIDAD	ALTURA PROMEDIO	DIÁMETRO PROMEDIO	CARGA APLICADA	RESISTENCIA		PORCENTAJ E RESPECTO A RESISTENCIA DE DISEÑO	
	Toma	Rotura								Días	cm3		gr
CÓDIGO MUESTRA: VIGA Y ASCENSOR									Resistencia: 240 kg/cm2				
1	09/06/2022	16/06/2022	7	1647.41	3685.57	2237.19	20.32	10.16	175.00	172.80	17.28	72.00%	
2	09/06/2022	16/06/2022	7	1647.41	3702.74	2247.61	20.32	10.16	200.00	196.80	19.68	82.00%	
3	09/06/2022	07/07/2022	28	1647.41	3901.40	2368.74	20.32	10.16	320.00	316.80	31.68	132.00%	
4	09/06/2022	07/07/2022	28	1647.41	3877.64	2352.57	20.32	10.16	335.00	331.20	33.12	138.00%	
										324.00			

ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE PROBETAS CILÍNDRICAS DE HORMIGÓN

PROYECTO: "CONSTRUCCIÓN DE COOPERATIVA DE AHORRO Y CRÉDITO CHIBULEO LTDA"

UBICACIÓN:

MACHALA

ORDENA: TEPEK SERVICIOS INDUSTRIALES S.A

NORMA: NTE INEN 1573 (Determinación de resistencia a la compresión de especímenes de cilíndricos de hormigón)

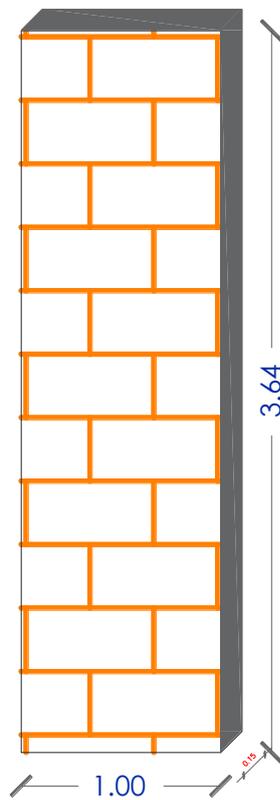
Probeta No.	Fecha		Edad	VOLUMEN PROMEDIO	PESO DE LA PROBETA	DENSIDAD	ALTURA PROMEDIO	DIÁMETRO PROMEDIO	CARGA APLICADA	RESISTENCIA		% RESISTENCIA DE DISEÑO
	Toma	Rotura								Días	cm3	
CÓDIGO MUESTRA: BOVEDA									Resistencia: 240 kg/cm2			
1	21/07/2022	28/07/2022	7	1647.41	3685.57	2237.19	20.32	10.16	189.00	184.80	18.48	77.00%
2	21/07/2022	28/07/2022	7	1647.41	3702.74	2247.61	20.32	10.16	200.00	199.20	19.92	83.00%
3	21/07/2022	18/08/2022	28	1647.41	3901.40	2368.74	20.32	10.16				
4	21/07/2022	18/08/2022	28	1647.41	3877.64	2352.57	20.32	10.16				

ANEXO A-2. FICHA TÉCNICA DEL PROVEDOR

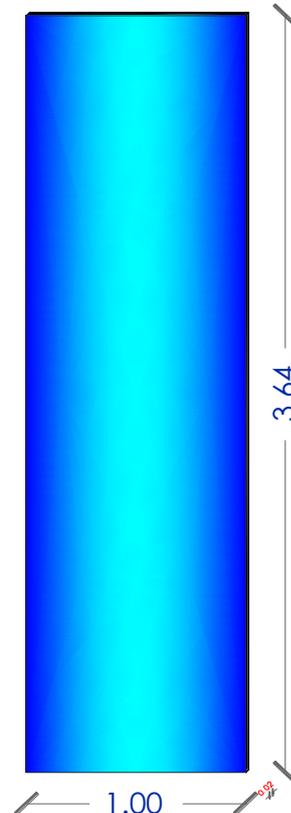
PROPIEDADES MECÁNICAS	TRACCIÓN	PROPIEDADES		UNIDADES	VALOR
		Límite de Fluencia (Fy)	Min	MPa (kgf/cm ²)	420 (4200)
			Max	MPa (kgf/cm ²)	540 (5400)
		Resistencia a la Tracción (Fu)	Min	MPa (kgf/cm ²)	550 (5500)
		Alargamiento mínimo en Lo=200 mm	d ≤ 20	%	14
			22 ≤ d ≤ 36		12
d > 40	10				
(Fu*/ Fy* ≥ 1.25)			La resistencia a la tracción real debe ser igual o mayor a 1,25 veces el límite de fluencia real registrado en el ensayo de la probeta.		

ANEXO A-3. CUENTIFICACIÓN DE CARGAS

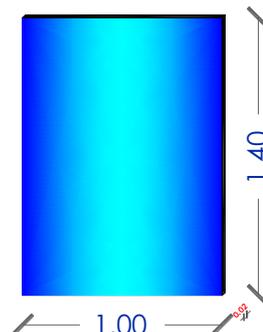
PARED 1



PARED 3



PARED 2



DETALLE		ALTURA	ESPESOR	P. ESPECÍFICO	LONGITUD	PESO
EJE	TIPO	m	m	Ton/m3	m	Ton
Mampostería	1	3.64	0.10	1.60	20.67	12.038
Mampostería	2	3.64	0.15	1.60	13.89	12.134
Vidrio	3	1.40	0.02	2.60	6.90	0.502
Vidrio	4	3.64	0.02	2.60	13.36	2.529
					Total	27.204
					Área	m2 145.54
					CM	Ton/m2 0.1869

LOSA					
Enlucido sup	1	0.015	1.90	1	0.029
Enlucido inf	1	0.015	1.90	1	0.029
Acabados	1	0.015	1.60	1	0.024
Bloques	1	0.2	0.85	1	0.170
TOTAL				Ton	27.2036

CM TOTAL	0.4379
-----------------	---------------

DETALLE		ALTURA	ESPESOR	P. ESPECÍFICO	LONGITUD	PESO
EJE	TIPO	m	m	Ton/m3	m	Ton
Mampostería	1	3.64	0.10	1.60	20.67	12.038
TOTAL					Ton	12.038
Área					m2	145.540
CM					Ton/m2	0.0827

LOSA					
Enlucido sup	1	0.015	1.90	1	0.029
Enlucido inf	1	0.015	1.90	1	0.029
Acabados	1	0.015	1.60	1	0.024
Bloques	1	0.2	0.85	1	0.170

Losa	
CM	0.3337

DETALLE		ALTURA	ESPESOR	P. ESPECÍFICO	LONGITUD	PESO
EJE	TIPO	m	m	Ton/m3	m	Ton
LOSA						
	Enlucido sup	1	0.015	1.90	1	0.029
	Enlucido inf	1	0.015	1.90	1	0.029
	Acabados	1	0.015	1.60	1	0.024
	Bloques	1	0.2	0.85	1	0.170
					CM	0.251

ANEXO A-4. ANÁLISIS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

• LOSA EQUIVALENTE

DATOS ARQUITECTÓNICOS		
L1	5.54	m
L2	0.00	m
L3	6.66	m
L4	5.54	m
Pisos	5.00	u
He	5.04	m

H losa	25	cm
tc	5	cm
b bloque	40	cm
b nervio	10	cm
H bloque	20.00	cm

80.34

CÁLCULOS		
Lv	5.54	m
hmin	16.62	cm
L máx	100.00	cm
I real	49097	cm ⁴
I requerida	38257	cm ⁴
OK		
Vol total	0.25	m ³
Vol bloque	0.13	m ³
Vol hormig	0.12	m ³
γ hormigón	2.40	Ton/m ³
P/horm	0.293	Ton/m ²
h equiv	18.06	cm
L máx	6.02	m
Peso losa	0.4333	Ton/m ²
f corrección	0.676	
γ. equi horm	1.622	Ton/m ³

	ÁREA	y	Ay	Io	d2	It
1	200	10.00	2000.00	6666.67	48.23	16312
2	200	10.00	2000.00	6666.67	48.23	16312
3	500	22.50	11250.00	1041.67	30.86	16474
TOTAL	900.00		15250			49097
	y	16.94	cm			

• CHEQUEO DE VIGA

	REUNIONES	OFICINA	AUDITORIO	INACCESIBLE	
Lv	5.54	5.54	5.54	5.54	m
Cm	0.334	0.438	0.334	0.251	Ton/m ²
Pisos	1	2	1	1	5
Cv	0.29	0.24	0.29	0.07	Ton/m ²
Cu	0.86	0.91	0.86	0.41	Ton/m ²
b col	0.70	0.70	0.70	0.70	m
Fm	1.00	1.00	1.00	1.00	
Md	8.53	8.98	8.53	4.08	Ton-m
b vig	40	40	40	40	cm
h sug	29	29	29	21	cm
h def	55	55	55	55	cm
rel	1.38	1.38	1.38	1.38	
	OK	OK	OK	OK	
d	49.20	49.20	49.20	49.20	cm
As min	6.56	6.56	6.56	6.56	cm ²
fi varilla	16	16	16	16	mm
Num varill	4	4	4	4	u
As (-)	5.20	5.47	5.20	2.49	cm ²
fi varilla	14	14	14	14	mm
Num (adici)	3	3	3	3	u
As total (-)	12.65	12.65	12.65	12.65	cm ²
Cuantía	0.58%	0.58%	0.58%	0.58%	
	OK	OK	OK	OK	

sep	3.23	3.23	3.23	3.23	cm
	OK	OK	OK	OK	

As (+)	3.54	3.72	3.54	1.69	cm²
fi varilla	16	16	16	16	mm
Num varilla	4	4	4	4	u
As t(+)	8.04	8.0384	8.04	8.04	cm²
Cuantia	0.37%	0.37%	0.37%	0.37%	
	OK	OK	OK	OK	
As t(+)	6.51	6.5132	6.51	6.51	cm
Mresis	21.98	21.98	21.98	21.98	Ton-m
	OK	OK	OK	OK	

CONTROL DE AGRIETAMIENTO

d'	5.80	5.80	5.80	5.80	cm
Z	22081	22081	22081	22081	cm
Condicion	INTERIOR	INTERIOR	INTERIOR	INTERIOR	

DISEÑO POR CORTANTE

Mpr1	29.98	29.98	29.98	29.98	Ton-m
Mpr2	19.67	19.67	19.67	19.67	Ton-m
V ug	6.57	6.91	6.57	3.14	Ton
Vum	10.26	10.26	10.26	10.26	Ton
Vu	16.83	17.17	16.83	13.40	Ton
Vs	6.28	6.73	6.28	1.70	Ton
fi estribos	10	10	10	10	mm
s	52	48	52	190	cm
s máx	8	8	8	8	cm
Z protegida	110	110	110	110	cm
Z central	2.64	2.64	2.64	2.64	m
sep	11	11	11	11	cm

NUDO FUERTE-VIGA DEBIL

T1	66.43	66.43	66.43	66.43	Ton
T2	42.20	42.20	42.20	42.20	Ton
V col	9.85	9.85	9.85	9.85	Ton
Vj	98.78	98.78	98.78	98.78	Ton
α	4.00	4.00	4.00	4.00	
Vn	202.79	202.79	202.79	202.79	Ton
V v	OK	OK	OK	OK	
V hz	OK	OK	OK	OK	
AdHerencia	OK	OK	OK	OK	

• CHEQUEO COLUMNAS

CÁLCULOS		
At	16.90	m ²
Fm	1.20	
Pu	80.34	Ton
Ag necesa	947.35	cm²
DATOS DE COLUMNA		
ancho	70	cm
prof	45	cm
varill a	6	u
varill p	4	u
fi longitu	20	mm
fi esqui	20	mm
fi estribos	10	mm
sep	10	OK
vinchas	4	OK
Tipo de vig OFICINA		
COLUMNA FUERTE-VIGA DEBIL		
ΣM col	62.20	
ΣM vig	49.65	
OK		

Num var	16	u
bc	61	cm
pc	36	cm
Ag	3150	cm ²
As	50.24	cm ²
cuanti	1.59%	OK
sep a	9.60	OK
sep p	9.00	OK
Ash	4.54	cm ²
Vinchas	6	u
Z protegi	70	cm
s max	10	cm
Z central	364	cm
s max	12	cm
d	39.00	cm
d'	6.00	cm
c	23.40	cm

• ESPECTRO DE DISEÑO

DATOS				
l	3.00			
fi p	0.90			
fi e	1.00			
R	8.00			
REGION COSTA				
n	1.80			
Z	0.40			
B	C	D	E	
Fa	1.00	1.20	1.20	1.00
Fd	1.00	1.11	1.19	1.60
Fs	0.75	1.11	1.28	1.90
r	1.50	1.50	1.50	1.50
Tc	0.41	0.56	0.70	1.67
COL 5				
Fa	1.00			
Fd	1.60			
Fs	1.90			
r	1.50			
Tc	1.672			
α	0.90			
h edificio	19.56	m		

$$T_c = 0.55 F_a \frac{F_d}{F_s}$$

341718.75
56623104.00 0.00603
341718.75000
128024064.00 0.00267

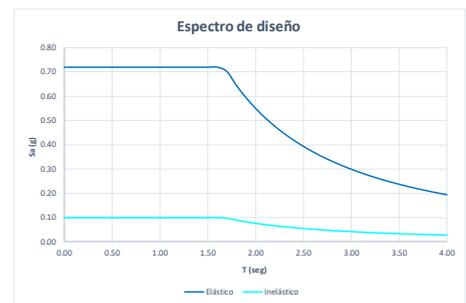
2.26

- η= 1.80 : Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas).
- η= 2.48 : Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- η= 2.60 : Provincias del Oriente

TIPO DE SUELO		
Ct	0.0855	
T (nec)	0.799	s
T estimado	0.7851	s
Sa	0.72	g
Coef	0.1000	
k	1.14	
Wr	486.03	Ton
Fm	1.32	
Wp	641.56	Ton
Vmin	64.16	Ton
Vx prog	61.845	CORREGIR
f corrección	1.04	
coef	0.104	
V prog corre	64.32	OK
A col	3.78	m ²
Esfu hor	1.70	kg/cm ²
Esfu lim	8.21	kg/cm ²
OK		
CHEQUEO 2		
A construcción	475.10	m ²
A total col	3.78	m ²
coef	0.0080	
SOBREDIMENSIONADO		
DINAMICO		
V min	51.32	Ton
V prog x	52.4558	Ton
f corrección	0.98	NO CORREGIR
g	9.60	
OK		
V prog y	56.36	Ton
f corrección	0.9107	NO CORREGIR
e	8.9338	
OK		

DINAMICO-DERIVAS			
	elastica	inelastica	
Sentido X	0.0016	0.98%	OK
Sentido Y	0.0015	0.90%	OK

T	Sa	Sa inelastico
0.00	0.72	0.1000
0.10	0.72	0.1000
0.20	0.72	0.1000
0.30	0.72	0.1000
0.40	0.72	0.1000
0.50	0.72	0.1000
0.60	0.72	0.1000
0.70	0.72	0.1000
0.80	0.72	0.1000
0.90	0.72	0.1000
1.00	0.72	0.1000
1.10	0.72	0.1000
1.20	0.72	0.1000
1.30	0.72	0.1000
1.40	0.72	0.1000
1.50	0.72	0.1000
1.60	0.72	0.1000
1.70	0.70	0.0975
1.80	0.64	0.0895
1.90	0.59	0.0826
2.00	0.55	0.0764
2.10	0.51	0.0710
2.20	0.48	0.0663
2.30	0.45	0.0620
2.40	0.42	0.0581
2.50	0.39	0.0547
2.60	0.37	0.0516
2.70	0.35	0.0487
2.80	0.33	0.0461
2.90	0.32	0.0438
3.00	0.30	0.0416
3.10	0.29	0.0396
3.20	0.27	0.0378
3.30	0.26	0.0361
3.40	0.25	0.0345
3.50	0.24	0.0330
3.60	0.23	0.0317
3.70	0.22	0.0304
3.80	0.21	0.0292
3.90	0.20	0.0281
4.00	0.19	0.0270



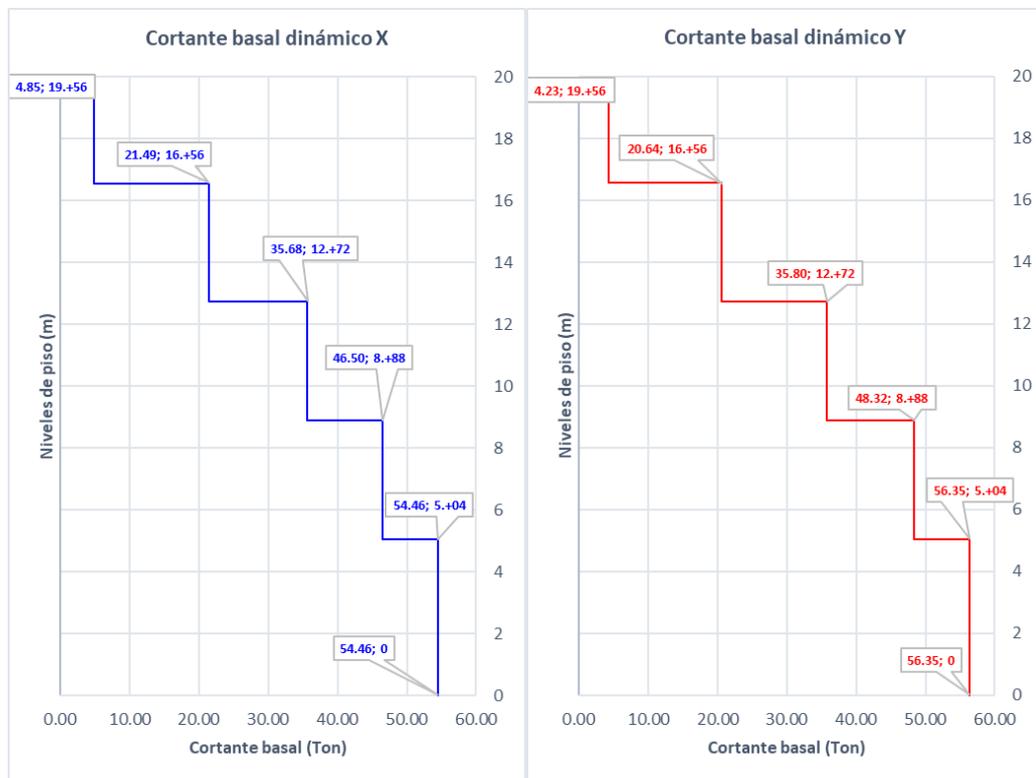
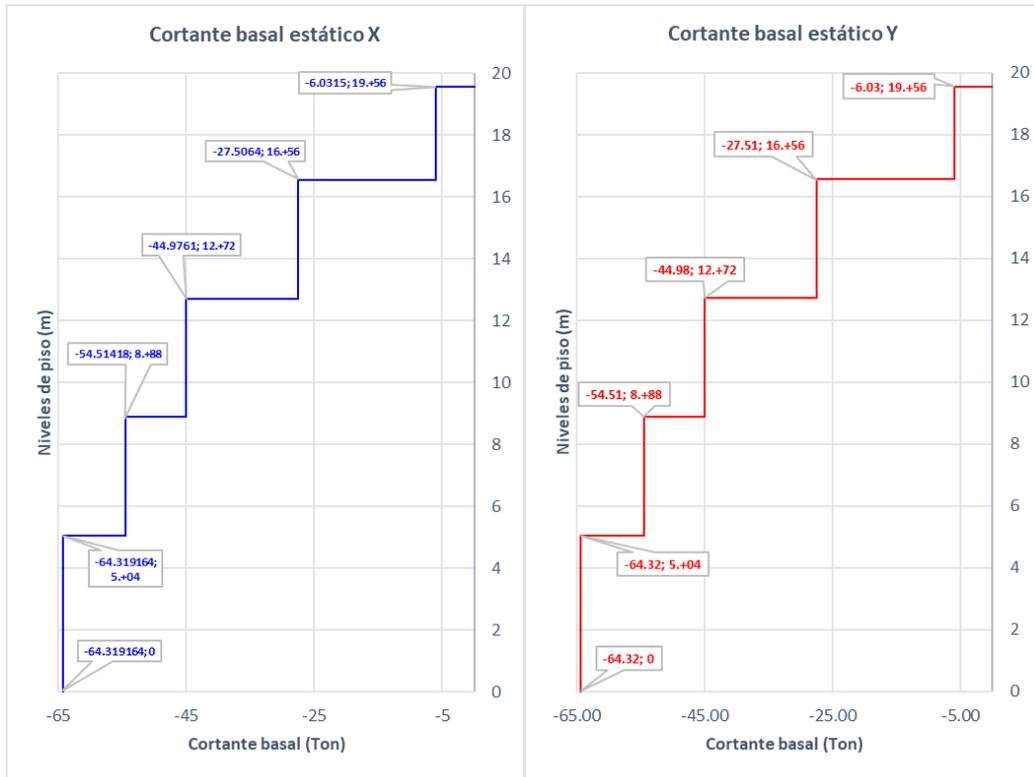
- INDICE Q

	Pi (Ton)	Desp (m)	Vi (Ton)	h (m)	Q	Cond	f corre
5	36.795	0.027	-6.032	3.000	0.055	OK	1.00
4	212.268	0.024	-27.507	3.840	0.048	OK	1.00
3	387.741	0.020	-44.976	3.840	0.044	OK	1.00
2	569.241	0.013	-57.514	3.840	0.035	OK	1.00
1	761.628	0.006	-64.319	5.040	0.015	OK	1.00

- Modos de vibración, masa participativa, torsión en planta

Caso	Modo	Periodo seg	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ		
															0.63%	Traslacional
Modal	1	0.785	0.0063	0.9	0.000	0.0063	0.9	0.000	0.1409	0.0018	0.0009	0.1409	0.0018	0.0009	0.63%	Traslacional
Modal	2	0.781	0.8304	0.0072	0.000	0.8367	0.9072	0.000	0.0011	0.2169	0.0104	0.142	0.2187	0.0113	4.55%	Traslacional
Modal	3	0.654	0.0121	0.0004	0.000	0.8488	0.9076	0.000	0.0001	0.0014	0.8462	0.1421	0.2201	0.8575	99.82%	Torsional
Modal	4	0.253	3.24E-06	7.49E-02	0.000	0.8488	0.9826	0.000	8.03E-01	1.97E-05	3.14E-05	0.9451	0.2202	0.8575	0.00%	Traslacional
Modal	5	0.233	1.08E-01	5.55E-06	0.000	0.9569	0.9826	0.000	0.0001	6.47E-01	0.0044	0.9452	0.8673	0.8619	0.68%	Traslacional
Modal	6	0.198	0.0044	1.58E-05	0.000	0.9613	0.9826	0.000	2.00E-04	0.0209	0.102	0.9454	0.8882	0.9639	82.86%	Torsional
Modal	7	0.143	6.42E-07	1.34E-02	0.000	0.9613	0.9959	0.000	2.54E-02	1.72E-06	1.53E-06	0.9707	0.8882	0.9639	0.01%	Traslacional
Modal	8	0.118	2.58E-02	9.35E-07	0.000	0.9871	0.9959	0.000	3.61E-06	6.04E-02	3.70E-03	0.9707	0.9486	0.9676	5.77%	Traslacional
Modal	9	0.108	0.00E+00	0.0031	0.000	0.9871	0.999	0.000	0.0238	1.17E-06	0.00002255	0.9945	0.9486	0.9676	0.09%	Traslacional
Modal	10	0.1	2.20E-03	3.96E-06	0.000	0.9892	0.999	0.000	2.184E-05	0.007	0.0221	0.9946	0.9557	0.9897	75.89%	Torsional
Modal	11	0.09	3.90E-03	4.06E-06	0.000	0.9931	0.999	0.000	1.90E-05	1.38E-02	1.10E-03	0.9946	0.9695	0.9908	7.37%	Traslacional
Modal	12	0.087	1.181E-05	1.00E-03	0.000	0.9932	1	0.000	5.40E-03	4.493E-05	3.262E-06	1	0.9696	0.9908	0.06%	Traslacional

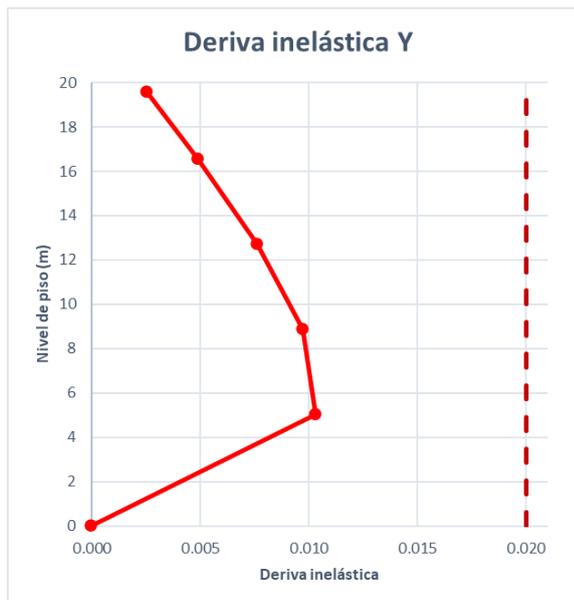
ANEXO A-5. DISTRIBUCIÓN DEL CORTANTE BASAL



ANEXO A-6. DERIVAS INELÁSTICAS

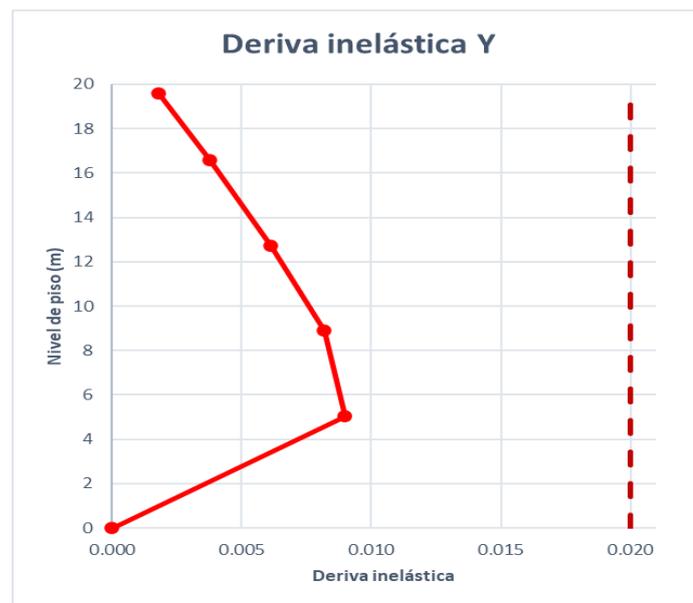
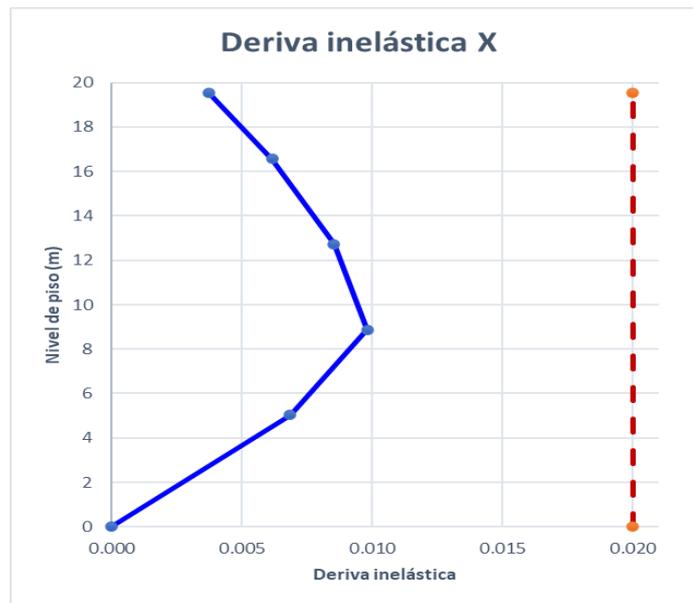
- Sismo estático

Derivas de piso Sismo Estático							
Piso	Nivel	Derivas X	Derivas Y	Deriva inelástica (X)	Deriva inelástica (Y)	Verificación (X)	Verificación (Y)
0	Nv + 0.00	0.000000	0.000000	0.00000	0.00000	CUMPLE	CUMPLE
1	Nv + 5.04	0.00133	0.001716	0.00796	0.01030	CUMPLE	CUMPLE
2	Nv + 8.88	0.001927	0.001623	0.01156	0.00974	CUMPLE	CUMPLE
3	Nv + 12.72	0.001706	0.001273	0.01024	0.00764	CUMPLE	CUMPLE
4	Nv + 16.56	0.001251	0.000818	0.00751	0.00491	CUMPLE	CUMPLE
5	Nv + 19.56	0.000781	0.000422	0.00469	0.00253	CUMPLE	CUMPLE



- Sismo dinámico

Derivas de piso Sismo dinámico							
Piso	Nivel	Espectro X	Espectro Y	Deriva inelástica (X)	Deriva inelástica (Y)	Verificación (X)	Verificación (Y)
0	Nv + 0.00	0.000000	0.000000	0.00000	0.00000	CUMPLE	CUMPLE
1	Nv + 5.04	0.00114	0.001497	0.00685	0.00898	CUMPLE	CUMPLE
2	Nv + 8.88	0.001635	0.001369	0.00981	0.00821	CUMPLE	CUMPLE
3	Nv + 12.72	0.001424	0.001025	0.00854	0.00615	CUMPLE	CUMPLE
4	Nv + 16.56	0.001028	0.000629	0.00617	0.00377	CUMPLE	CUMPLE
5	Nv + 19.56	0.000623	0.000302	0.00374	0.00181	CUMPLE	CUMPLE



ANEXO B

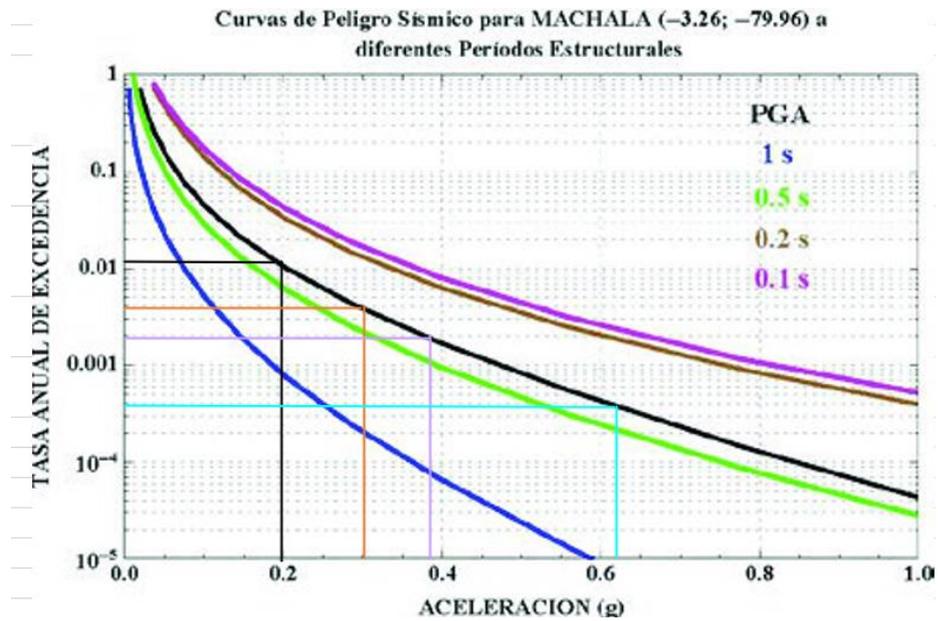
ANÁLISIS

SISMICO NO

LINEAL

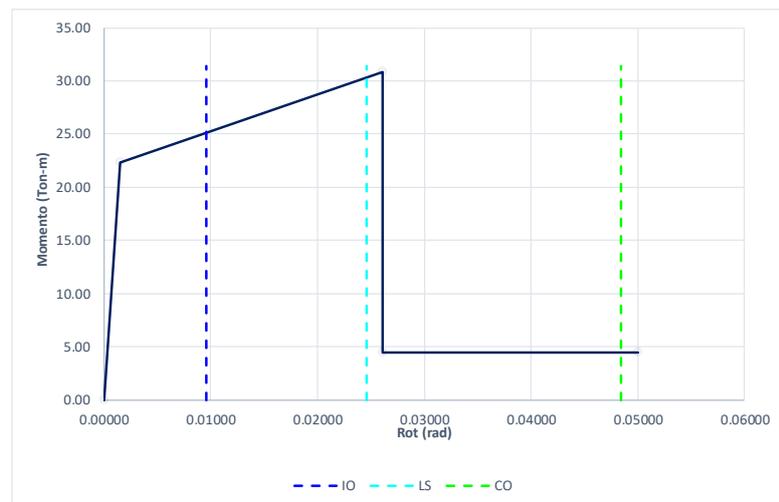
ANEXO B-1. NIVELES DE AMENAZA SÍSMICA

- CURVA DE PELIGRO SÍSMIO PARA MACHALA



- RÓTULA PLÁSTICA VIGA 1

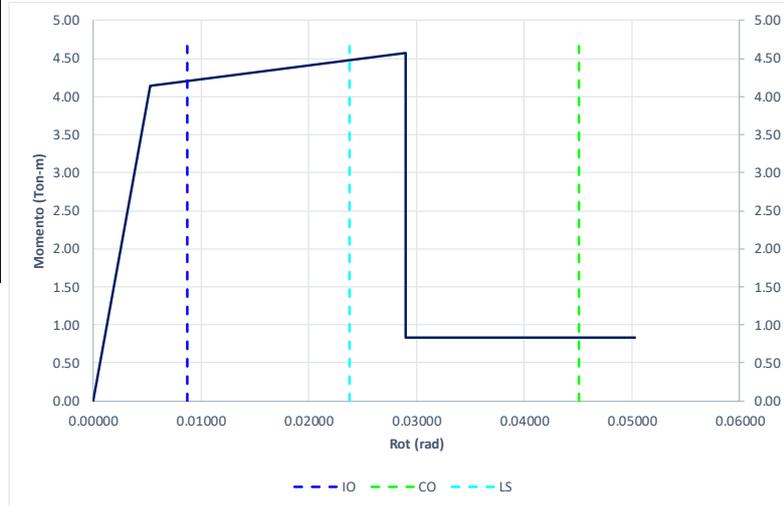
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>IO</i>	<i>LS</i>	<i>CP</i>
0.00	0.025	0.050	0.200	0.010	0.025	0.050
0.50	0.020	0.030	0.200	0.005	0.020	0.030
0.039	0.024615	0.048459	0.200000	0.009615	0.024615	0.04846
	0.02389	0.04554	0.20000	0.00889	0.02389	0.04554
	0.00073	0.00292	0.00000	0.00073	0.00073	0.00292
	97.0%	94.0%	100.0%	92.4%	97.0%	94.0%
	<i>rot</i>	<i>M</i>				
A	0.00000	0.00				
B	0.00153	22.30				
C	0.02615	30.81				
D	0.02615	4.46				
E	0.04999	4.46				
IO	0.00961	0.00				
	0.00961	31.43				
LS	0.02461	0.00				
	0.02461	31.43				
CP	0.04846	0.00				
	0.04846	31.43				



• RÓTULA PLÁSTICA VIGA 2

	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>IO</i>	<i>LS</i>	<i>CP</i>
0.00	0.025	0.050	0.200	0.010	0.025	0.050
0.50	0.020	0.030	0.200	0.005	0.020	0.030
0.123	0.023767	0.045069	0.200000	0.008767	0.023767	0.04507
	0.02389	0.04554	0.20000	0.00889	0.02389	0.04554
	-0.00012	-0.00047	0.00000	-0.00012	-0.00012	-0.00047
	100.5%	101.1%	100.0%	101.4%	100.5%	101.1%

	<i>rot</i>	<i>M</i>
A	0.00000	0.00
B	0.00525	4.14
C	0.02901	4.58
D	0.02901	0.83
E	0.05031	0.83
IO	0.00877	0.00
	0.00877	4.67
LS	0.02377	0.00
	0.02377	4.67
CP	0.04507	0.00
	0.04507	4.67



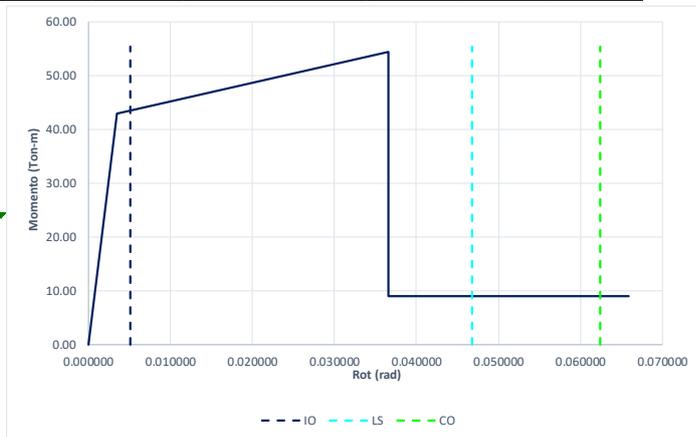
• RÓTULA PLÁSTICA COLUMNA 1

	<i>M</i>	<i>P</i>
1	0.00	843.36
2	62.20	281.12
3	0.00	-211.01

	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>IO</i>	<i>LS</i>	<i>CP</i>
0.10	0.032	0.060	0.200	0.005	0.045	0.060
0.60	0.010	0.010	0.000	0.003	0.009	0.010
0.075	0.0331	0.0625	0.2098	0.0051	0.0468	0.0625

	<i>rot</i>	<i>M</i>
A	0.000000	0.00
B	0.003481	43.00
C	0.036564	54.36
D	0.036564	9.02
E	0.065941	9.02
IO	0.005098	0.00
	0.005098	55.44
LS	0.046771	0.00
	0.046771	55.44
CP	0.062460	0.00
	0.062460	55.44

0.083



- VALORES PARA ESPECTRO ELÁSTICO

	Frecuente	Ocasional	Raro	Muy raro
<i>T</i>	<i>S_a</i>	<i>S_a</i>	<i>S_a</i>	<i>S_a</i>
0.00	0.3600	0.5400	0.7200	1.0800
0.10	0.3600	0.5400	0.7200	1.0800
0.20	0.3600	0.5400	0.7200	1.0800
0.30	0.3600	0.5400	0.7200	1.0800
0.40	0.3600	0.5400	0.7200	1.0800
0.50	0.3600	0.5400	0.7200	1.0800
0.60	0.3600	0.5400	0.7200	1.0800
0.70	0.3600	0.5400	0.7200	1.0800
0.80	0.3600	0.5400	0.7200	1.0800
0.90	0.3600	0.5400	0.7200	1.0800
1.00	0.3600	0.5400	0.7200	1.0800
1.10	0.3600	0.5400	0.7200	1.0800
1.20	0.3600	0.5400	0.7200	1.0800
1.30	0.3600	0.5400	0.7200	1.0800
1.40	0.3600	0.5400	0.7200	1.0800
1.50	0.3600	0.5400	0.7200	1.0800
1.60	0.3600	0.5400	0.7200	1.0800
1.70	0.3511	0.5267	0.7023	1.0534
1.80	0.3223	0.4834	0.6446	0.9669
1.90	0.2972	0.4458	0.5944	0.8916
2.00	0.2752	0.4128	0.5504	0.8255
2.10	0.2558	0.3836	0.5115	0.7673
2.20	0.2385	0.3578	0.4770	0.7156
2.30	0.2231	0.3347	0.4463	0.6694
2.40	0.2093	0.3140	0.4187	0.6280
2.50	0.1969	0.2954	0.3938	0.5907
2.60	0.1857	0.2785	0.3713	0.5570
2.70	0.1754	0.2631	0.3509	0.5263
2.80	0.1661	0.2492	0.3322	0.4984
2.90	0.1576	0.2364	0.3152	0.4728
3.00	0.1498	0.2247	0.2996	0.4494
3.10	0.1426	0.2139	0.2852	0.4278
3.20	0.1360	0.2039	0.2719	0.4079
3.30	0.1298	0.1947	0.2597	0.3895
3.40	0.1241	0.1862	0.2483	0.3724
3.50	0.1189	0.1783	0.2377	0.3566
3.60	0.1139	0.1709	0.2279	0.3418

3.70	0.1094	0.1640	0.2187	0.3281
3.80	0.1051	0.1576	0.2101	0.3152
3.90	0.1011	0.1516	0.2021	0.3032
4.00	0.0973	0.1459	0.1946	0.2919
4.10	0.0938	0.1406	0.1875	0.2813
4.20	0.0904	0.1356	0.1808	0.2713
4.30	0.0873	0.1309	0.1746	0.2619
4.40	0.0843	0.1265	0.1687	0.2530
4.50	0.0815	0.1223	0.1631	0.2446
4.60	0.0789	0.1183	0.1578	0.2367
4.70	0.0764	0.1146	0.1528	0.2292
4.80	0.0740	0.1110	0.1480	0.2220
4.90	0.0718	0.1076	0.1435	0.2153
5.00	0.0696	0.1044	0.1392	0.2088
5.10	0.0676	0.1014	0.1352	0.2027
5.20	0.0656	0.0985	0.1313	0.1969
5.30	0.0638	0.0957	0.1276	0.1914
5.40	0.0620	0.0930	0.1240	0.1861
5.50	0.0603	0.0905	0.1207	0.1810
5.60	0.0587	0.0881	0.1175	0.1762
5.70	0.0572	0.0858	0.1144	0.1716
5.80	0.0557	0.0836	0.1114	0.1672
5.90	0.0543	0.0815	0.1086	0.1629
6.00	0.0530	0.0794	0.1059	0.1589

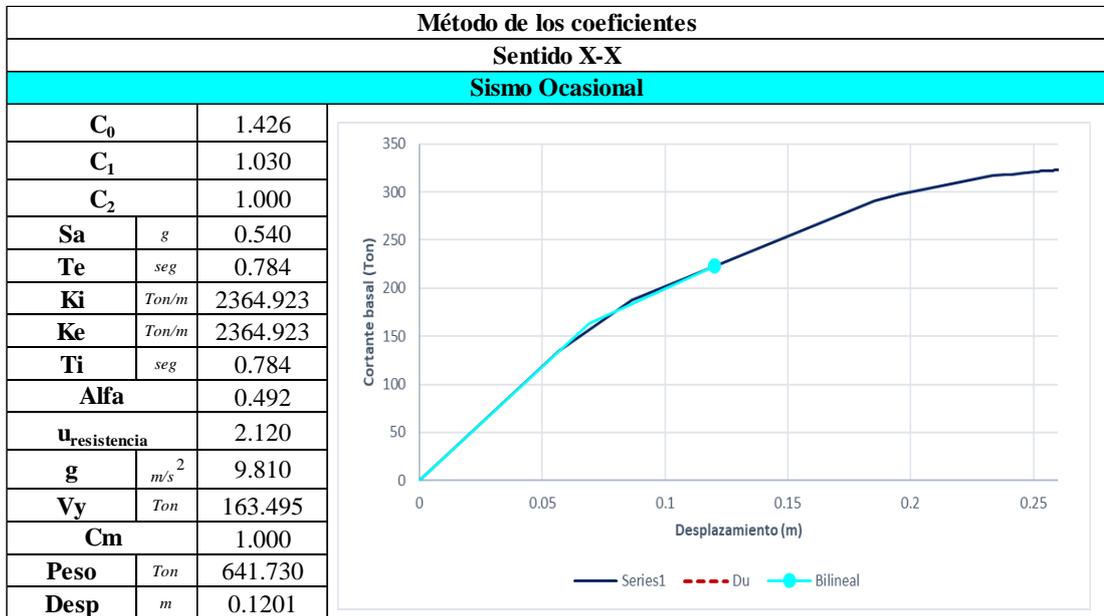
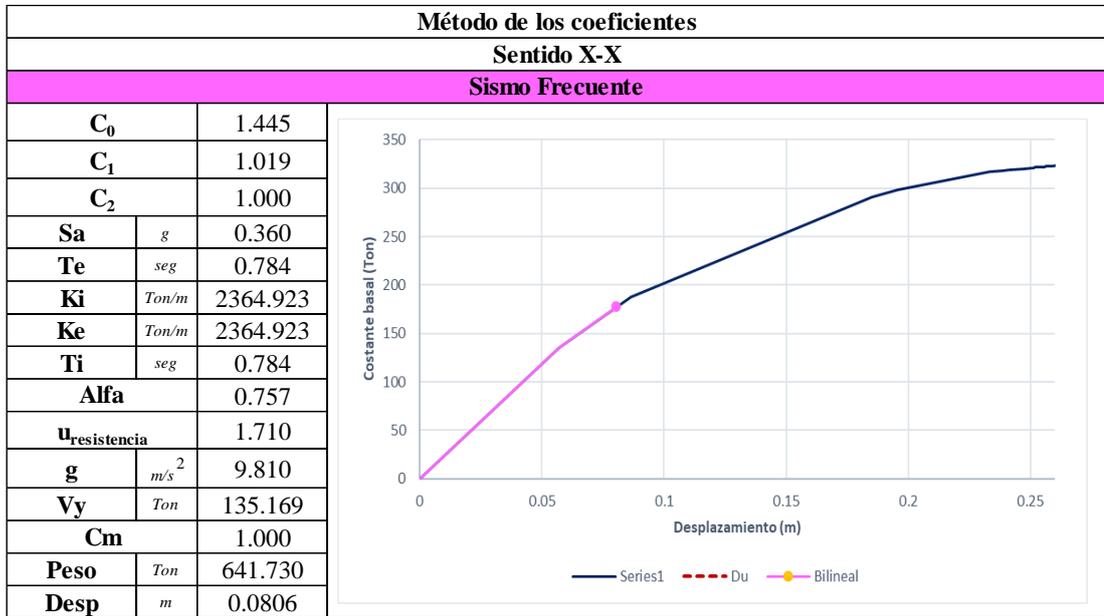
ANEXO B-2. VALORES DE LA CURVA DE CAPACIDAD

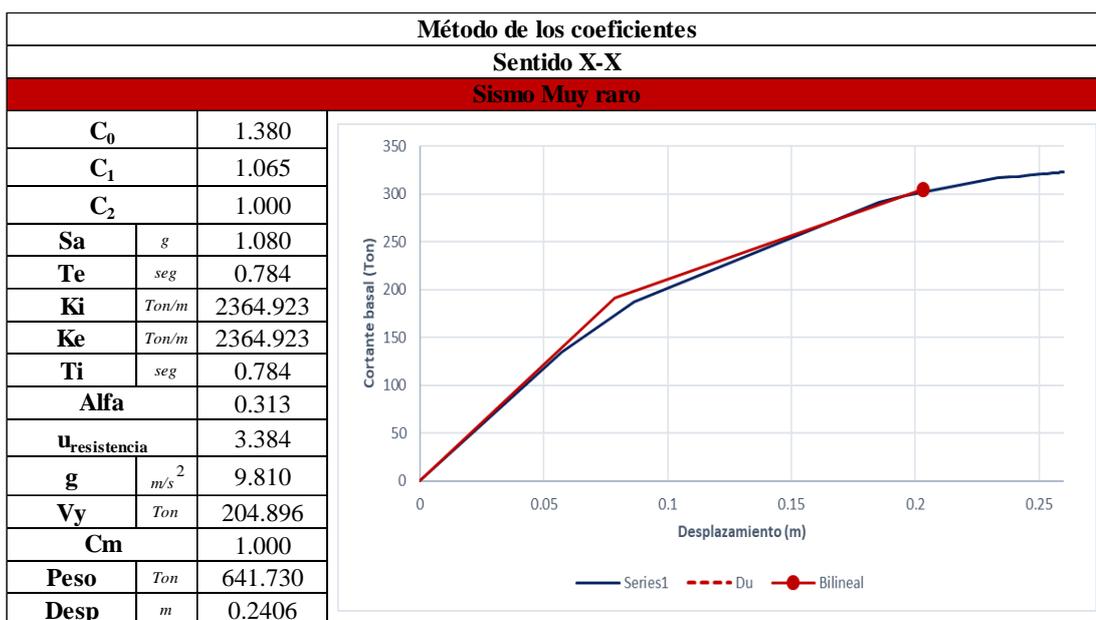
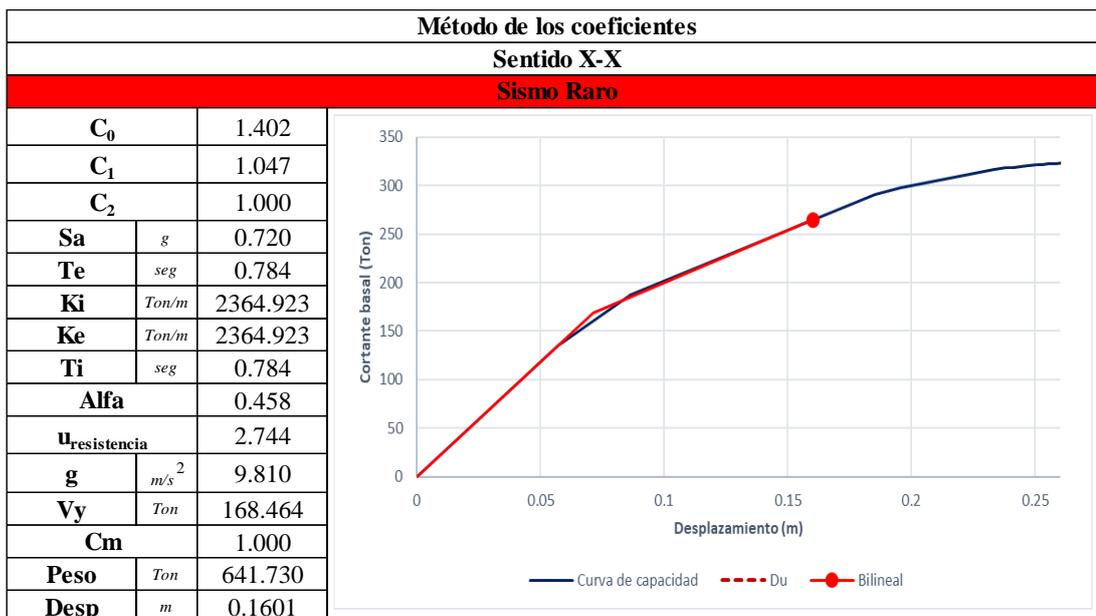
<i>Pasos</i>	<i>Curva de capacidad X</i>		<i>Curva de capacidad Y</i>	
	<i>Desp m</i>	<i>V Ton</i>	<i>Desp m</i>	<i>V Ton</i>
1	0.0000	0.0000	0	0
2	0.0572	135.1689	0.039901	109.223
3	0.0864	187.5837	0.063921	165.152
4	0.1852	290.9828	0.093308	198.295
5	0.1956	297.9700	0.113391	208.748
6	0.2333	316.8215	0.124063	209.6006
7	0.2383	318.2910	0.125726	210.1211
8	0.2413	318.4756	0.13583	212.0138
9	0.2468	320.0695	0.136441	212.2038
10	0.2472	320.2609	0.138675	212.6932

11	0.2504	321.0661	0.148842	214.0487
12	0.2512	321.1549	0.163498	215.2741
13	0.2520	321.3558	0.175502	217.0304
14	0.2528	321.4685	0.184808	218.8448
15	0.2551	321.9771	0.186628	219.0309
16	0.2553	322.0446	0.187088	218.3158
17	0.2557	322.1133		
18	0.2561	322.2479		
19	0.2569	322.3615		
20	0.2577	322.3922		
21	0.2584	322.6156		
22	0.2611	323.1459		
23	0.2617	323.1797		
24	0.2626	323.4959		
25	0.2636	323.5742		
26	0.2656	323.7978		
27	0.2679	324.3272		
28	0.2689	324.6669		
29	0.2693	324.6893		
30	0.2693	324.6959		

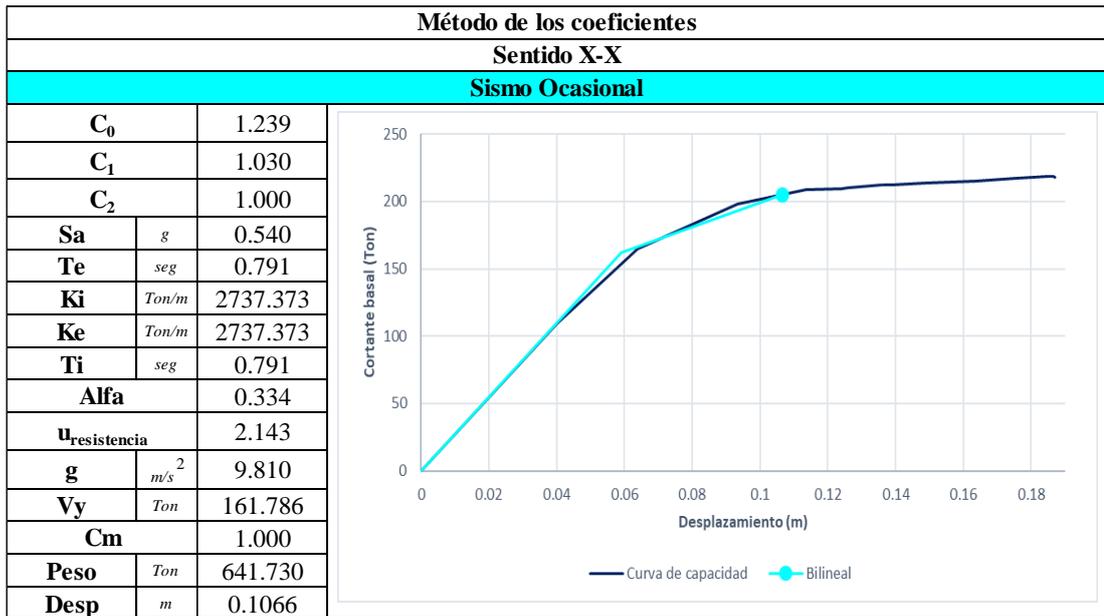
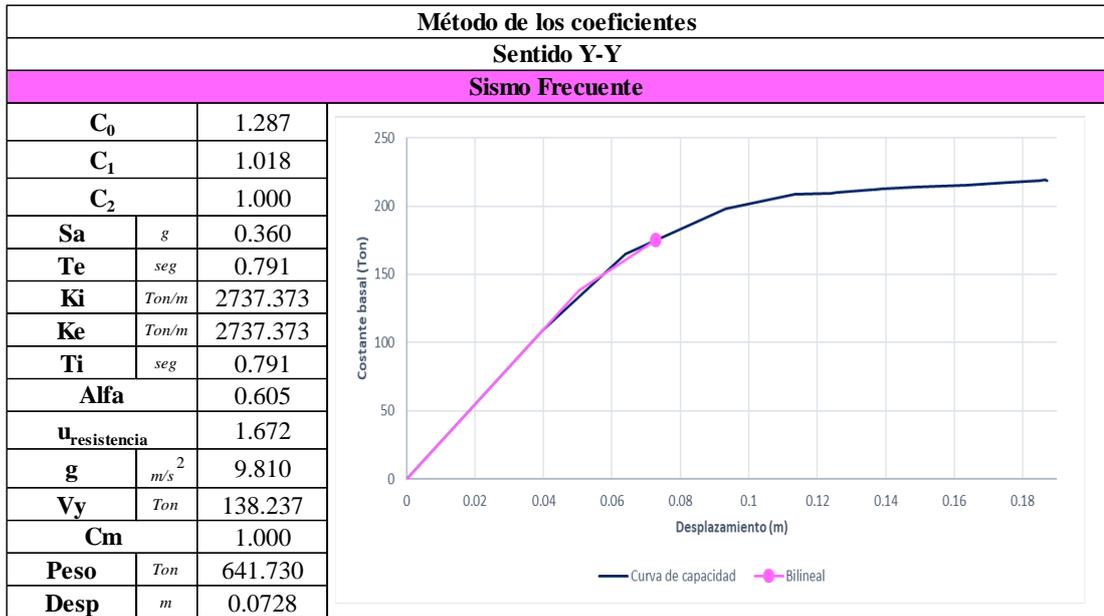
**ANEXO B-3. PUNTO DE DESEMPEÑO, MÉTODO DE LOS COEFICIENTES
ASCE 41-13**

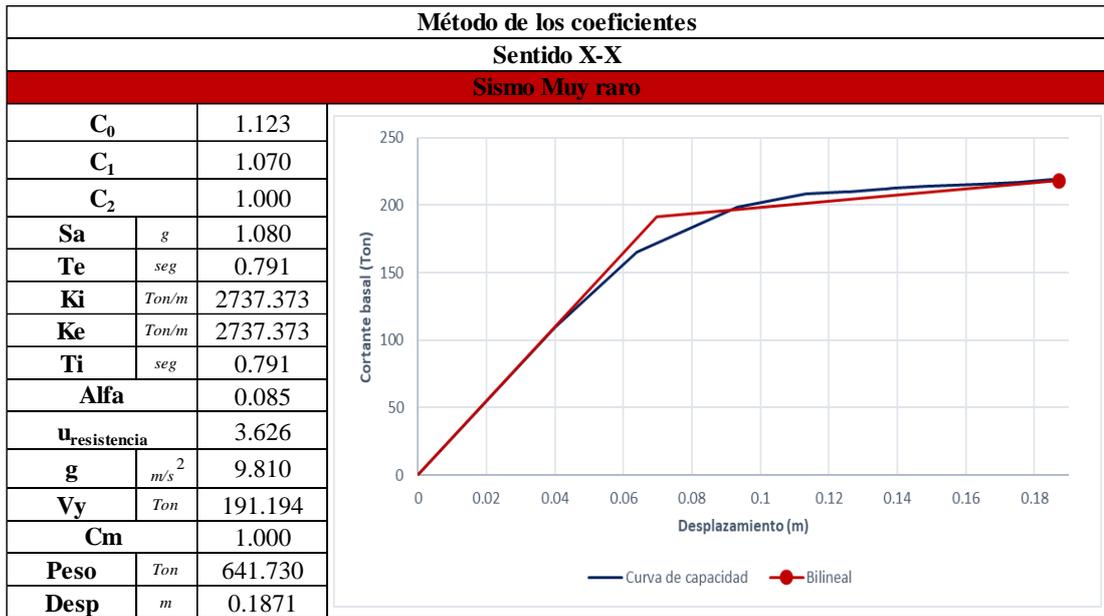
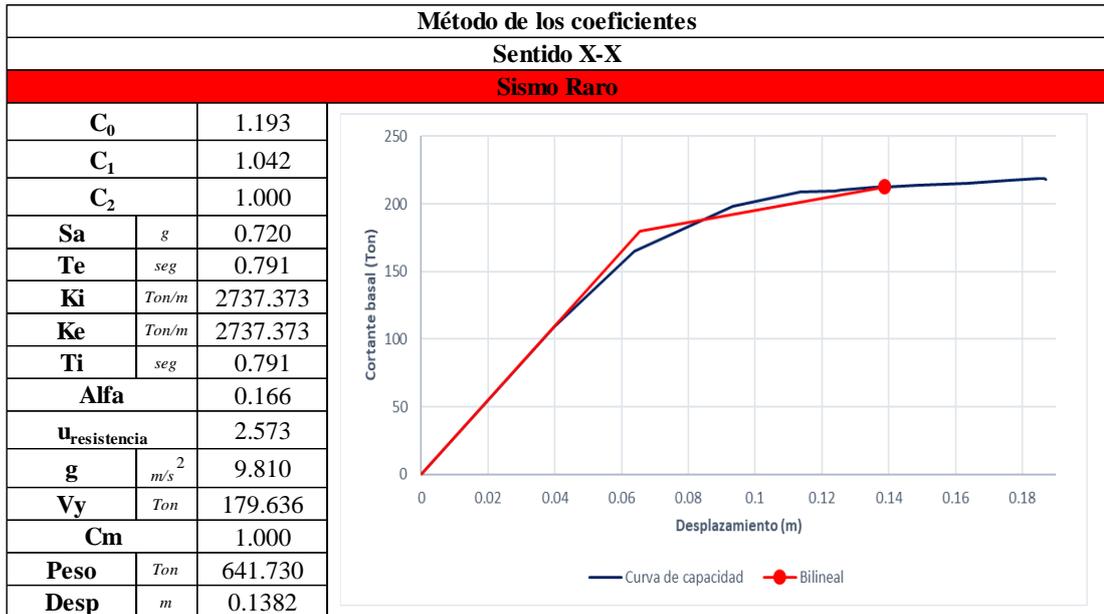
- PUNTO DE DESEMPEÑO SENTIDO X





- PUNTO DE DESEMPEÑO SENTIDO Y





ANEXO C

PROPUESTA DE

REFORZAMIENTO-

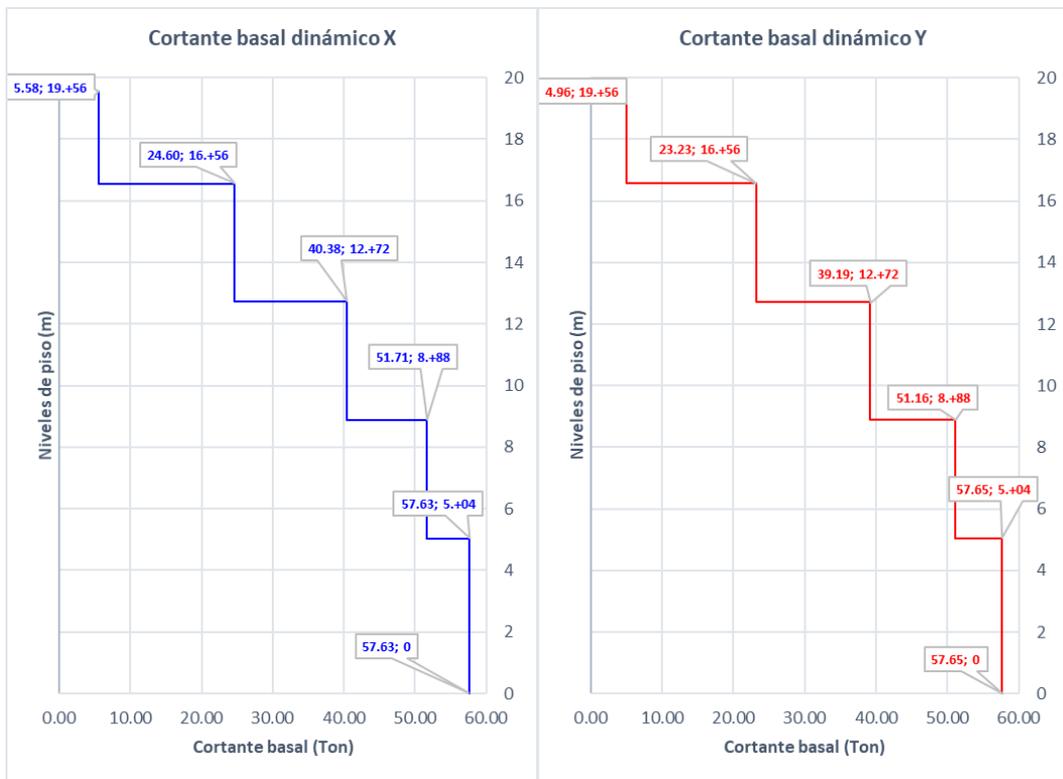
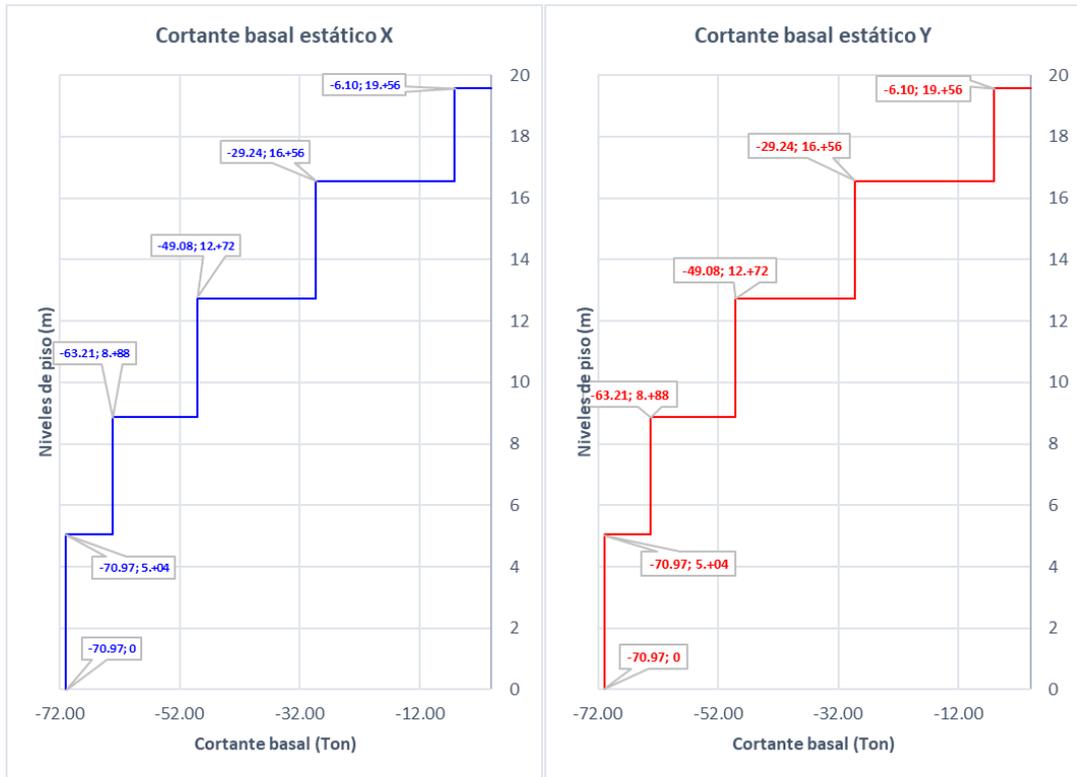
ANÁLISIS SISMICO

LINEAL Y NO LINEAL

ANEXO C-1. MODOS DE VIBRACIÓN

Caso	Modo	Periodo seg	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ			
															1.15%	Traslacional	
Modal	1	0.805	0.795	2.42E-06	0	0.795	2.42E-06	0	7.53E-07	0.3017	0.0035	7.53E-07	0.3017	0.0035	0.305	1.15%	Traslacional
Modal	2	0.699	1.14E-05	0.833	0	0.795	0.833	0	0.2561	0	0.0007	0.2561	0.3017	0.0042	0.257	0.27%	Traslacional
Modal	3	0.602	0.0043	0.0007	0	0.7993	0.8337	0	0.0002	0.0019	0.7952	0.2563	0.3036	0.7994	0.797	99.74%	Torsional
Modal	4	0.216	0.1417	9.91E-06	0	0.941	0.8337	0	0.0001	0.5351	0.0034	0.2564	0.8387	0.8028	0.539	0.63%	Torsional
Modal	5	0.207	1.93E-05	0.1185	0	0.9411	0.9522	0	0.6131	0.0001	2.86E-05	0.8695	0.8388	0.8028	0.613	0.00%	Torsional
Modal	6	0.163	0.0044	1.82E-05	0	0.9455	0.9522	0	0.0001	0.0124	0.1405	0.8696	0.8512	0.9433	0.153	91.83%	Torsional
Modal	7	0.122	1.99E-06	0.0164	0	0.9455	0.9686	0	0.0299	4.51E-06	2.23E-06	0.8994	0.8512	0.9433	0.030	0.01%	Torsional
Modal	8	0.105	0.0271	9.27E-07	0	0.9726	0.9686	0	2.73E-06	0.0607	0.007	0.8994	0.9119	0.9503	0.068	10.34%	Torsional
Modal	9	0.088	0.0003	1.32E-05	0	0.9729	0.9686	0	4.15E-05	0.0006	0.006	0.8995	0.9126	0.9563	0.007	90.34%	Torsional
Modal	10	0.086	4.20E-06	0.0259	0	0.9729	0.9945	0	0.08	1.15E-05	3.56E-06	0.9794	0.9126	0.9563	0.080	0.00%	Torsional
Modal	11	0.077	0.0196	6.01E-06	0	0.9924	0.9945	0	1.85E-05	0.0608	0.0094	0.9795	0.9734	0.9657	0.070	13.39%	Torsional
Modal	12	0.064	0.0019	3.42E-06	0	0.9943	0.9945	0	1.02E-05	0.0069	0.0275	0.9795	0.9803	0.9932	0.034	79.92%	Torsional

ANEXO C-2. DISTRIBUCIÓN DEL CORTANTE BASAL



ANEXO C-3. DERIVAS INELÁSTICAS

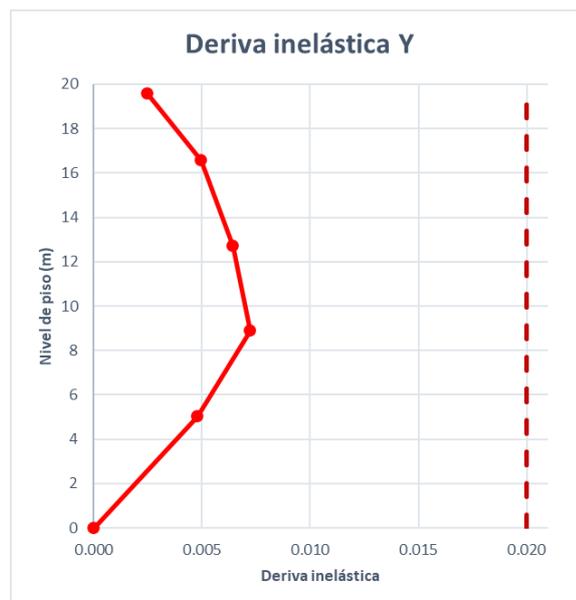
- Sismo estático

Derivas de piso Sismo Estático							
Piso	Nivel	Derivas X	Derivas Y	Deriva inelástica (X)	Deriva inelástica (Y)	Verificación (X)	Verificación (Y)
0	Nv + 0.00	0.000000	0.000000	0.00000	0.00000	CUMPLE	CUMPLE
1	Nv + 5.04	0.00114	0.000979	0.00686	0.00587	CUMPLE	CUMPLE
2	Nv + 8.88	0.002018	0.001472	0.01211	0.00883	CUMPLE	CUMPLE
3	Nv + 12.72	0.002014	0.001303	0.01208	0.00782	CUMPLE	CUMPLE
4	Nv + 16.56	0.001713	0.001002	0.01028	0.00601	CUMPLE	CUMPLE
5	Nv + 19.56	0.001156	0.000499	0.00694	0.00299	CUMPLE	CUMPLE



- Sismo dinámico

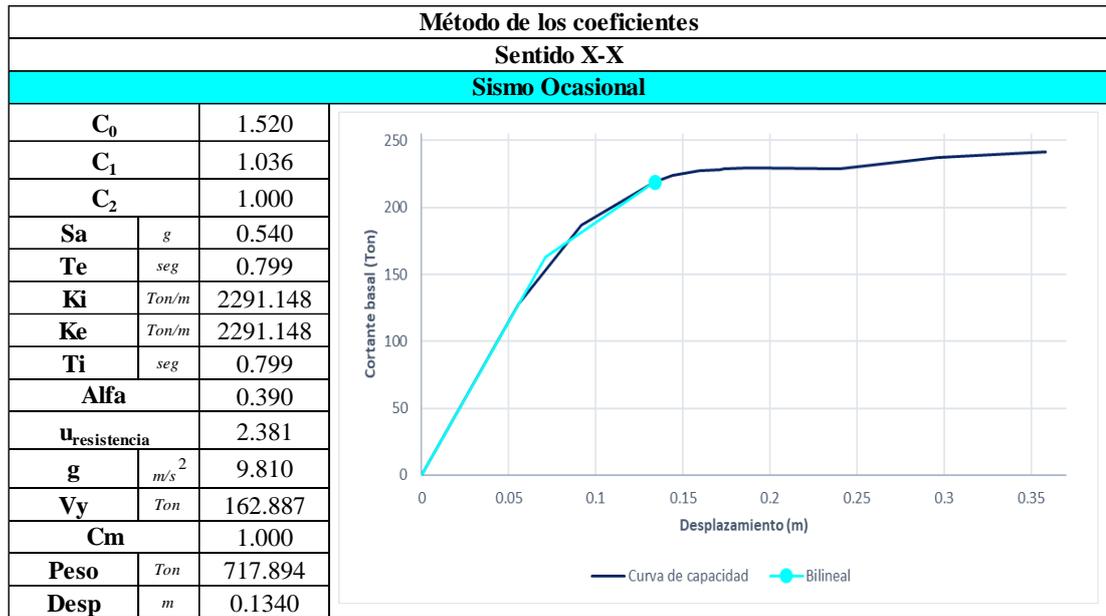
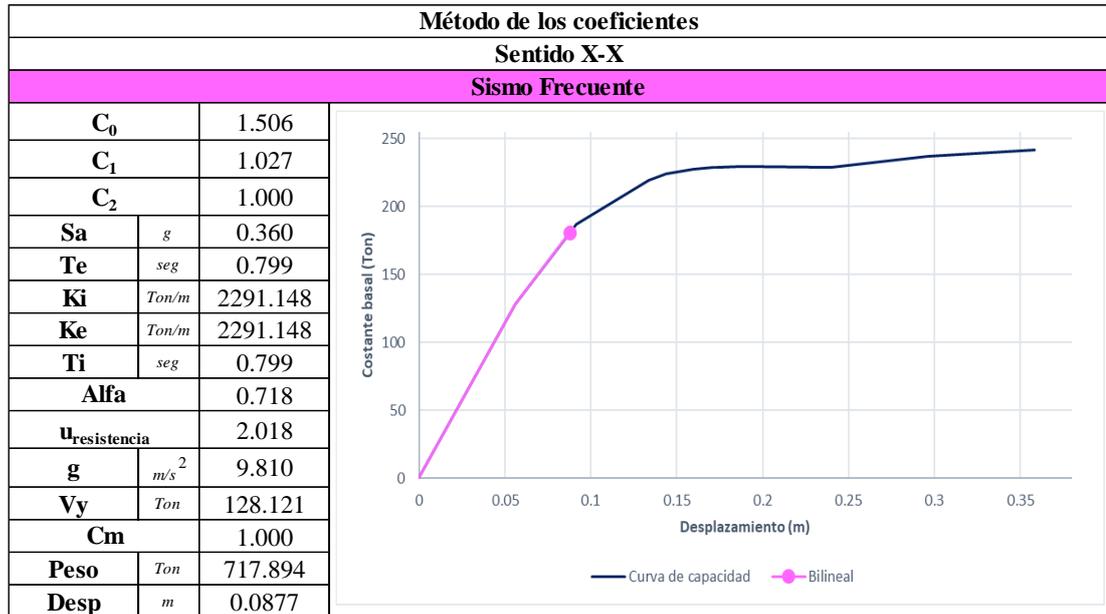
Derivas de piso Sismo dinámico							
Piso	Nivel	Espectro X	Espectro Y	Deriva inelástica (X)	Deriva inelástica (Y)	Verificación (X)	Verificación (Y)
0	Nv + 0.00	0.000000	0.000000	0.00000	0.00000	CUMPLE	CUMPLE
1	Nv + 5.04	0.00095	0.000799	0.00569	0.00479	CUMPLE	CUMPLE
2	Nv + 8.88	0.001676	0.001206	0.01006	0.00724	CUMPLE	CUMPLE
3	Nv + 12.72	0.001674	0.001070	0.01004	0.00642	CUMPLE	CUMPLE
4	Nv + 16.56	0.001426	0.000825	0.00856	0.00495	CUMPLE	CUMPLE
5	Nv + 19.56	0.000957	0.000416	0.00574	0.00250	CUMPLE	CUMPLE

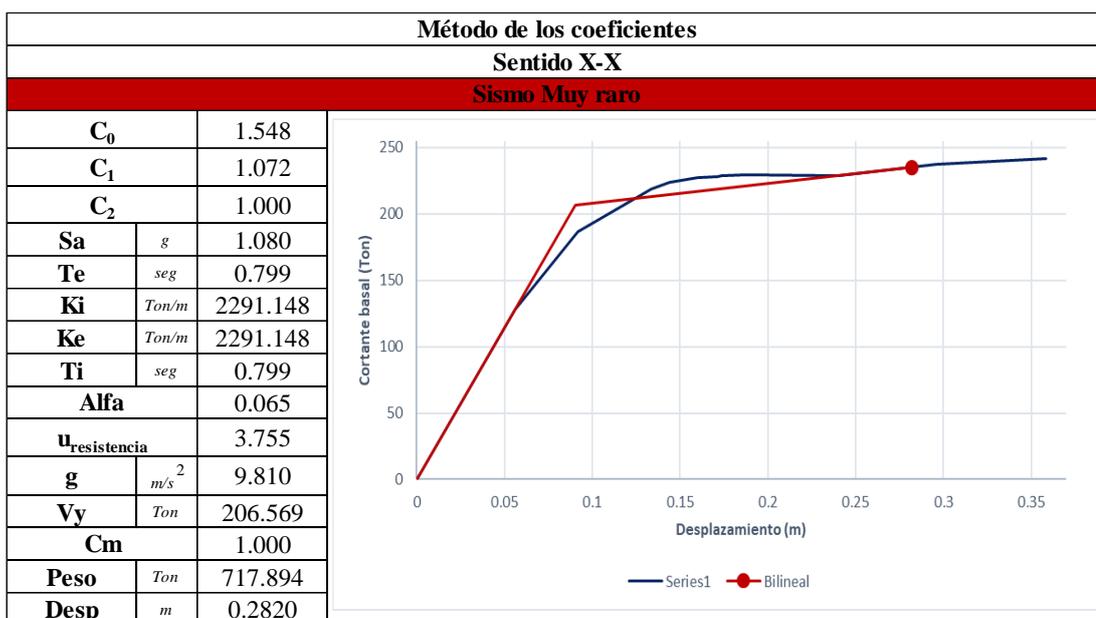
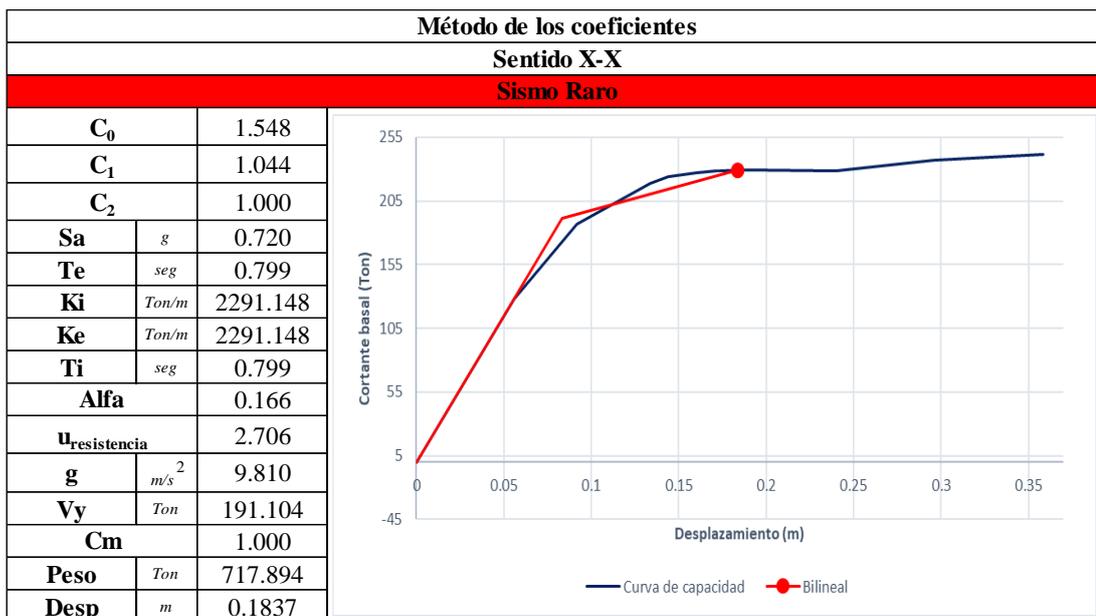


ANEXO C-4. VALORES DE LA CURVA DE CAPACIDAD

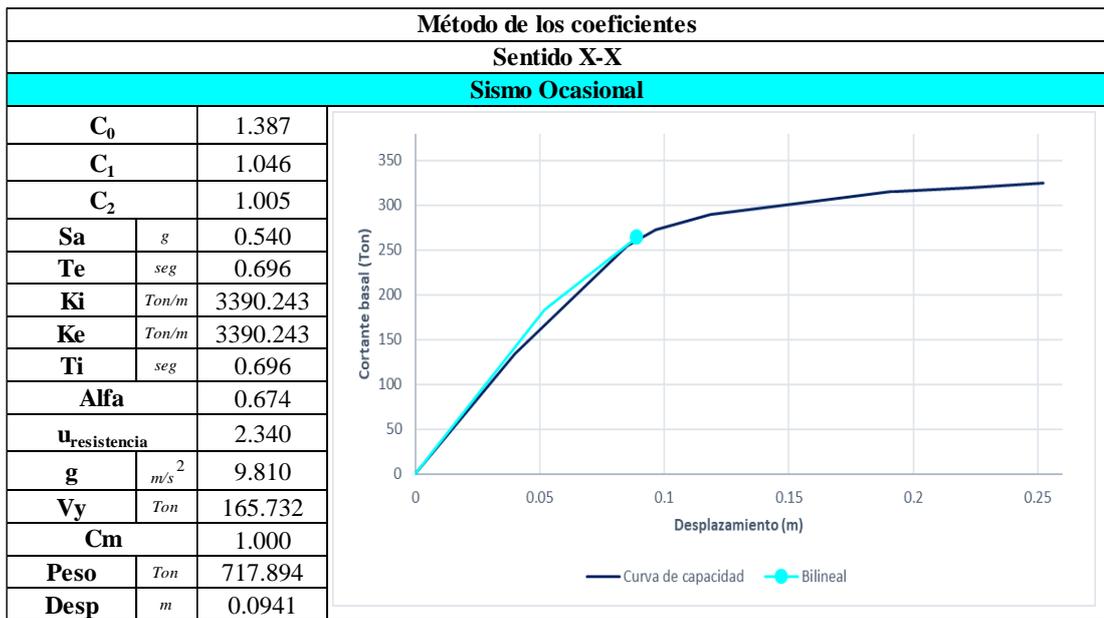
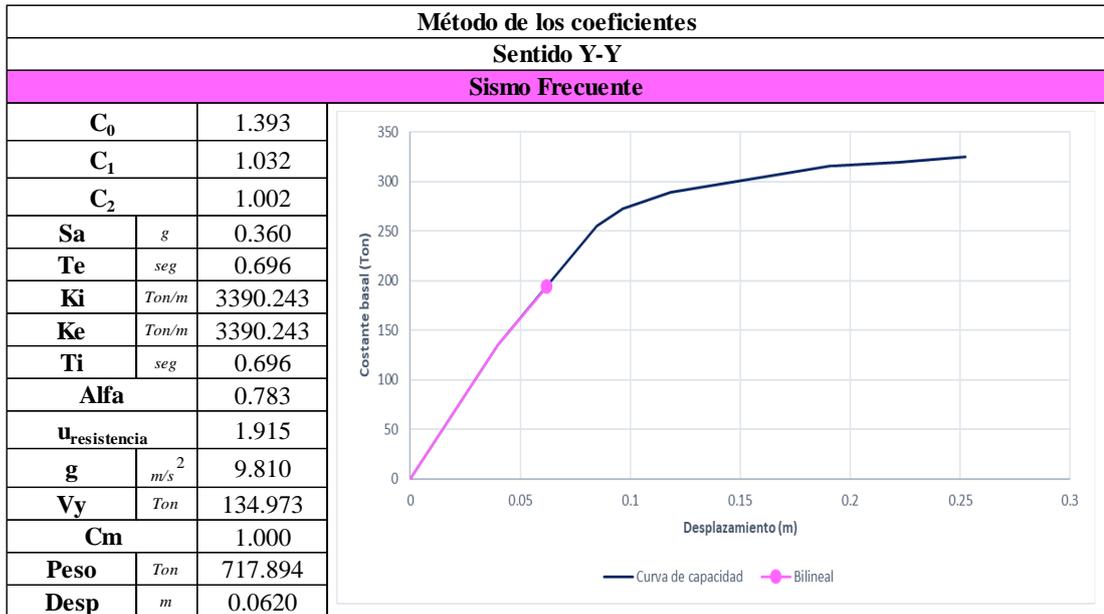
<i>Pasos</i>	<i>Curva de capacidad X</i>		<i>Curva de capacidad Y</i>	
	<i>Desp m</i>	<i>V Ton</i>	<i>Desp m</i>	<i>V Ton</i>
1	0	0	0	0
2	0.05592	128.1213	0.039812	134.9734
3	0.091494	186.6091	0.084871	254.6591
4	0.133748	218.9395	0.09653	272.8898
5	0.143895	223.9311	0.118455	289.4168
6	0.159685	227.3458	0.190866	315.436
7	0.171253	228.4037	0.192273	315.7411
8	0.173447	228.7392	0.222273	319.4567
9	0.187813	229.3052	0.252273	325.2202
10	0.239863	228.5828		
11	0.295822	237.1519		
12	0.358346	241.5483		

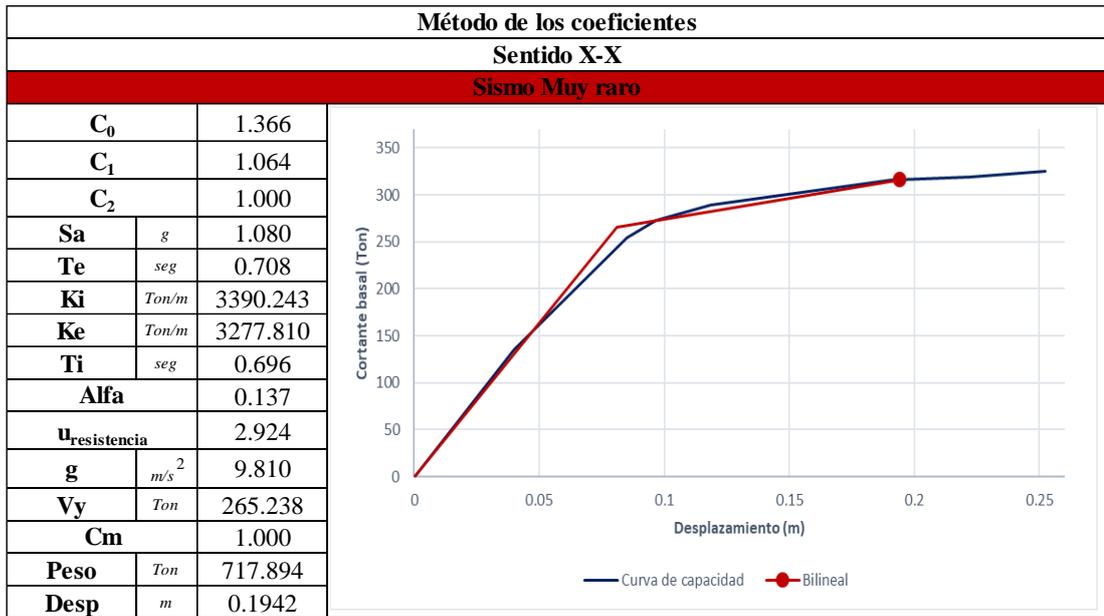
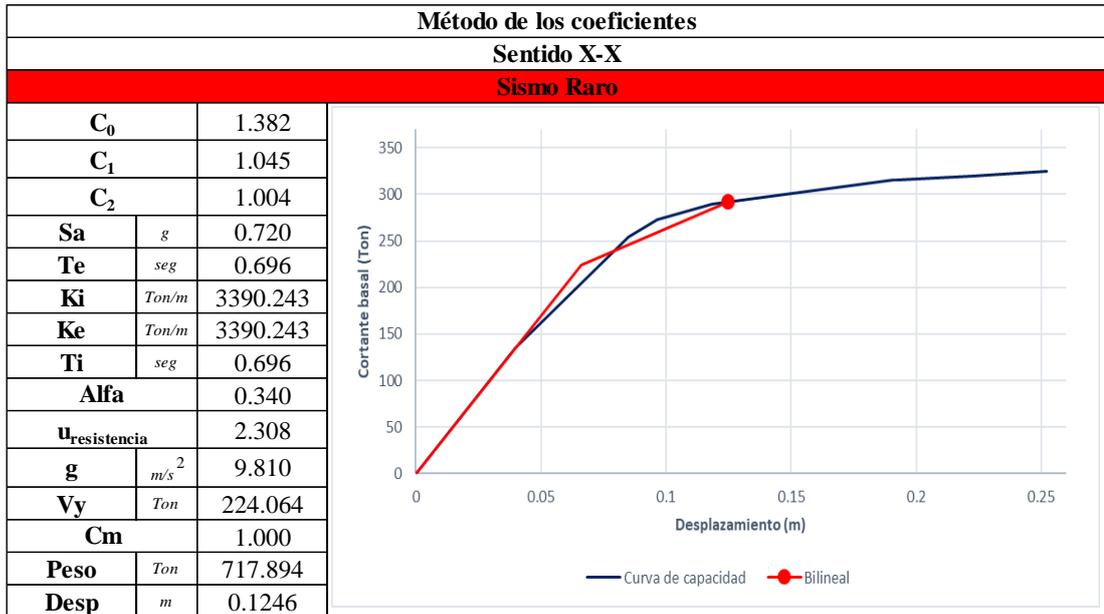
ANEXO C-5. VALORES DE LA CURVA DE CAPACIDAD





- PUNTO DE DESEMPEÑO SENTIDO Y





ANEXO D

ANEXOS

FOTOGRAFÍCOS

ANEXO D-1. VALORES DE LA CURVA DE CAPACIDAD



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



Fotografía 1



Descripción: Recolección de datos de la entidad financiera

Fotografía 2



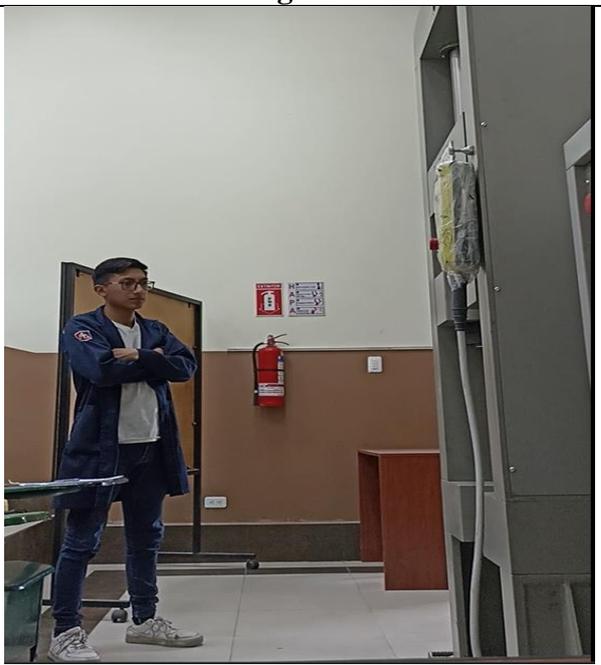
Descripción: Recolección de coordenadas

Fotografía 3



Fotografía 4



<p>Descripción: Verificación de elementos estructurales</p>	<p>Descripción: Verificación de dimensión de ejes</p>
<p>Fotografía 5</p>	<p>Fotografía 6</p>
	
<p>Descripción: Verificación elevación</p>	<p>Descripción: Ensayo de compresión de cilindros de hormigón</p>
<p>Fotografía 7</p>	
	
<p>Descripción: Ensayo de tracción del acero</p>	<p>Descripción: Verificación de armado de elementos estructurales</p>

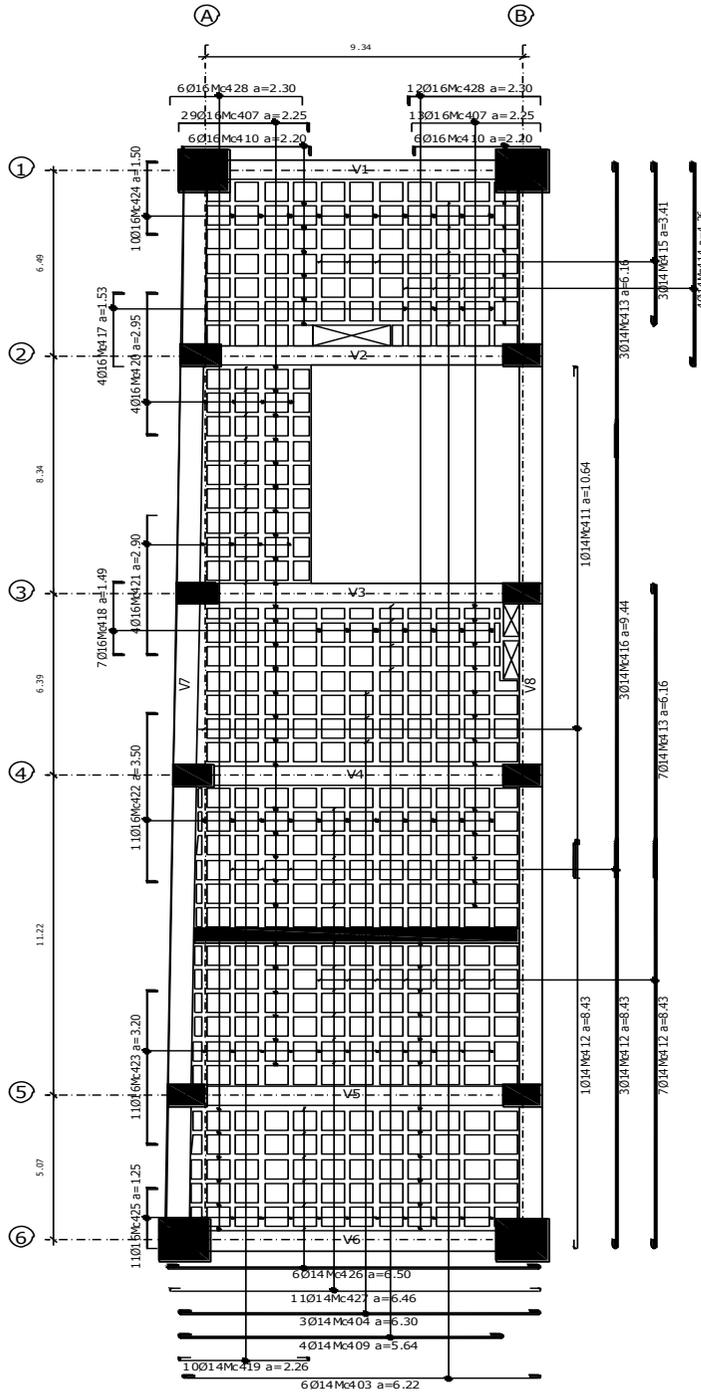
ANEXO E

PLANO

ESTRUCTURAL

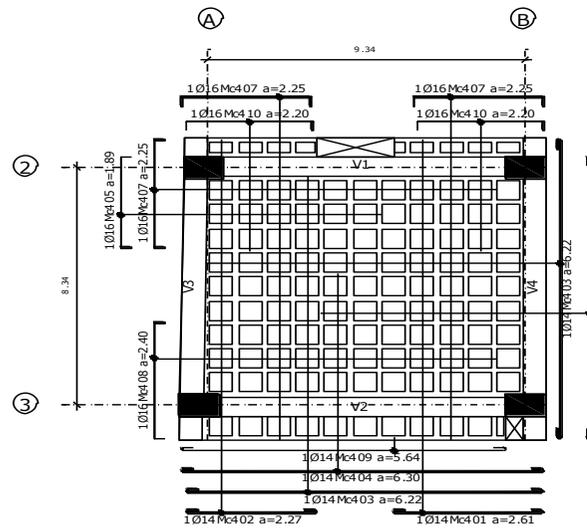
PLANTA LOSA N+5.04;+8.88;+12.72;+16.56

Esc 1:100



PLANTA LOSA N+19.56

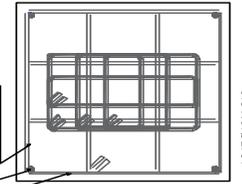
Esc 1:100



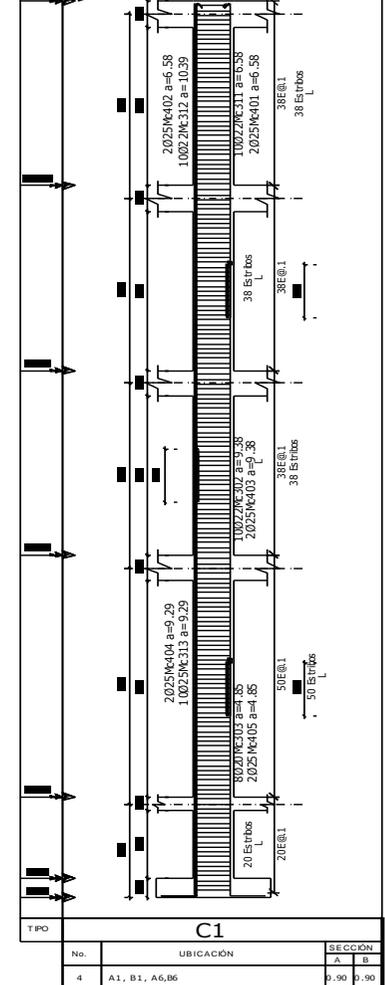
CUADRO DE COLUMNAS

CORTE

Esq. ● 4Ø25
Long. ● 20Ø22
2EØ12@0.10



184EØ10Mc310
Tot. 1.84 Estribos



No.	UBICACION	SECCION	
		A	B
4	A1, B1, A6,B6	0.90	0.90