



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

**Desempeño sísmico de un edificio de concreto armado
ubicado en el jirón Manuel Ruíz manzana 32 lote 10 –
10a – 1a, distrito de Chimbote - 2018**

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

AUTOR:

Gian Cristian, FLORES JAIMES

ASESOR:

Mgtr. Miguel Ángel, SOLAR JARA

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN

Diseño Sísmico y Estructural

CHIMBOTE –PERÚ
2018

El Jurado encargado de evaluar la tesis presentada por don(a) FLORES JAIMES, GIAN CRISTIAN cuyo título es: DESEMPEÑO SISMICO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO UBICADO EN EL JIRON MANUEL RUIZ, MANZANA 32 LOTE 10 - 10A-1A, DISTRITO DE CHIMBOTE - 2018

Reunido en la fecha, escuchó la sustentación y la resolución de preguntas por el/los estudiante(s), otorgándole(s) el calificativo de: 17.....(número) DIECISIETE.....(letras).

Chimbote, 07 de diciembre del 2018



.....
Dr. CERNA CHÁVEZ RIGOBERTO
PRESIDENTE



.....
Mgr. SOLAR JARA MIGUEL ANGEL
SECRETARIO



.....
Mgr. VÁSQUEZ SÁNCHEZ MARCO ANTONIO
VOCAL

Elaboró	Dirección de Investigación	Revisó	Representante de la Dirección / Vicerrectorado de Investigación y Calidad	Aprobó	Rectorado
---------	----------------------------	--------	---	--------	-----------

DEDICATORIA

El presente trabajo está dedicado en primer lugar a Dios por darme la vida, haberme protegido y guiado durante la elaboración de la presente investigación. De igual manera a mis padres y hermanos por la motivación que recibí en los malos y buenos momentos.

A los docentes que me brindaron los conocimientos y apoyo para cumplir con la elaboración de la investigación.

AGRADECIMIENTO

En primer lugar expresar nuestro agradecimiento a Dios por darnos la vida y por guiarnos en este trabajo.

A mi familia porque me brindan un gran apoyo moral y humano, necesarios en los momentos difíciles de esta profesión, sin el cual no tendría la fuerza y energía que nos anima a crecer como persona y como profesional.

A los docentes por su orientación y atención a nuestras consultas, ya que sin su apoyo esta investigación no se habría podido realizar.

A todos, muchas gracias.

DECLARATORIA DE AUTENTICIDAD

Yo Flores Jaimes Gian Cristian con DNI N° 71025530, a efecto de cumplir con las disposiciones vigentes consideradas en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad César Vallejo, Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil, declaro bajo juramento que toda la documentación que acompañó es veraz y auténtica.

Asimismo, declaro bajo juramento que todos los datos e información que se presenta en esta tesis de investigación son auténticos y veraces.

En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de información aportada por lo cual me someto a lo dispuesto en las normas académicas de la universidad César Vallejo.

Nuevo Chimbote, Diciembre 2018.



Flores Jaimes Gian Cristian

DNI N° 71025530

PRESENTACIÓN

Distinguidos miembros del Jurado:

En cumplimiento del Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad César Vallejo, presento ante ustedes la Tesis Titulada: " Desempeño sísmico de un edificio de concreto armado ubicado en el jirón Manuel Ruíz manzana 32 lote 10 - 10a - 1a, distrito de Chimbote - 2018" con el propósito de determinar el desempeño sísmico de una edificación de concreto armado del distrito de Chimbote en el 2018.

En Primer lugar, se encuentra la Introducción, donde se especifica la Realidad Problemática, Trabajos previos, Teorías relacionadas al tema, Formulación del problema, Justificación del estudio, Hipótesis y por último los Objetivos de la presenta Investigación.

Posterior a ello se presenta el Método, donde da a conocer el Diseño de investigación, Variables y Operacionalización, Población y muestra, Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad, Métodos de análisis de datos y Aspectos éticos.

Así mismo, se realizó el análisis y desarrollo de los objetivos para presentarlos en resultados. Del mismo modo se elaboró la Discusión, en donde se explica y discuten los resultados obtenidos con las teorías y antecedentes presentados.

Por último, se presenta las Conclusiones y Recomendaciones de la investigación que someto a vuestra consideración y espero cumpla con los requisitos de aprobación para obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil.

El Autor

ÍNDICE

PÁGINA DEL JURADO.....	ii
DEDICATORIA	iii
AGRADECIMIENTO	iv
DECLARATORIA DE AUTENTICIDAD.....	v
PRESENTACIÓN	vi
ÍNDICE DE TABLAS	ix
ÍNDICE DE FIGURAS.....	ix
RESUMEN.....	xi
ABSTRACT	xii
I. INTRODUCCIÓN.....	13
1.1. Realidad problemática.....	13
1.2. Trabajos previos	14
1.2.1. Trabajos Previos Internacionales.....	14
1.2.2. Trabajos Previos Nacionales	16
1.3. Teorías relacionadas al tema.....	18
1.3.1. Conceptos sísmicos.....	18
1.3.1.1. Sismología	18
1.3.1.1.1. Origen de los sismos.....	18
1.3.1.1.2. Localización de los sismos.....	18
a) Hipocentro	18
b) Epicentro	19
1.3.1.2. Sismicidad.....	19
1.3.1.2.1. Escala de medición de los sismos.....	19
1.3.1.2.2. Peligrosidad Sísmica.....	19
1.3.1.2.3. Vulnerabilidad Sísmica.....	21
1.3.1.2.4. Riesgo Sísmico	21
1.3.2. Análisis sísmico basado en desempeño	21
1.3.2.1. Comportamiento del concreto armado	22
1.3.2.1.1. Concreto simple	22
1.3.2.1.2. Acero	23
a) Modelo elastoplástico	23
1.3.2.1.3. Concreto confinado	25
1.3.2.2. Modelo inelástico de elementos y secciones.....	26

1.3.2.3.	Análisis Estático	29
1.3.2.3.1.	Análisis estático lineal	30
1.3.2.3.2.	Análisis estático No lineal.....	30
1.3.2.4.	Análisis Dinámico	30
1.3.2.4.1.	Análisis dinámico lineal	30
1.3.2.4.2.	Análisis dinámico No lineal.....	30
1.3.2.5.	Análisis sísmico basado en desempeño.....	30
1.3.2.6.	Capacidad estructural	33
1.3.2.6.1.	Curva de Capacidad	33
a)	Representación Bilineal de la Curva de Capacidad	34
1.3.2.6.2.	Espectro de Capacidad.....	35
1.3.2.6.3.	Espectro de Demanda del Sismo	36
1.3.2.6.4.	Punto de Desempeño	37
1.3.2.6.5.	Comportamiento Estructural.....	39
1.4.	Formulación del problema	40
1.4.1.	Problema general	40
1.5.	Justificación del estudio	40
1.6.	Hipótesis.....	41
1.7.	Objetivos.....	41
1.7.1.	Objetivo general.....	41
1.7.2.	Objetivos específicos	41
II.	MÉTODO.....	42
2.1.	Diseño de investigación	42
2.2.	Variable, Operacionalización	43
2.3.	Población y muestra	44
2.4.	Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad.....	44
2.5.	Métodos de análisis de datos.....	45
2.6.	Aspectos Éticos	45
III.	RESULTADOS	46
IV.	DISCUSIÓN.....	50
V.	CONCLUSIÓN.....	53
VII.	PROPUESTA.....	55
VIII.	REFERENCIAS	59
Anexos.....		62

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA N° 1 Niveles de frecuencia sísmica.....	20
TABLA N° 2 Objetivos de Diseño presentado por SEAOC	31
TABLA N° 3 Objetivos de Diseño presentado por ATC-40.....	32
TABLA N° 4 Estados de daño y desempeño.....	32
TABLA N° 5 Comportamiento estructural.....	40
TABLA N° 6 Parámetros sísmicos.....	46
TABLA N° 7 Ductilidad de las secciones sometidos a flexión	47
TABLA N° 8 Nivel de desempeño	49

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA N° 1 Modelo de whitney	22
FIGURA N° 2 Modelo de Hognestad.....	23
FIGURA N° 3 Modelo del CEB	23
FIGURA N° 4 Modelo elastoplástico	24
FIGURA N° 5 Modelo de la curva completa	24
FIGURA N° 6 Modelo trilineal.....	25
FIGURA N° 7 Modelo de Kent y Park.....	25
FIGURA N° 8 Modelo de Mander	26
FIGURA N° 9 Momento curvatura de una sección	26
FIGURA N° 10 Momento curvatura de una sección	27
FIGURA N° 11 Longitud Plástica.....	28
FIGURA N° 12 Longitud Plástica.....	28
FIGURA N° 13 Longitud Plástica.....	29
FIGURA N° 14 Discretización del comportamiento inelástico mediante rótulas	29
FIGURA N° 15 Curva de capacidad	33
FIGURA N° 16 Criterio de las rigideces tangenciales	35
FIGURA N° 17 Espectro de capacidad	36
FIGURA N° 18 Espectro de Demanda de la Norma Peruana	37
FIGURA N° 19 Punto de Desempeño Elástico.....	37
FIGURA N° 20 Espectro de Demanda Reducido	39
FIGURA N° 21 Punto de desempeño inelástico	39
FIGURA N° 22 Zonas de la Curva de Capacidad.....	40
FIGURA N° 23 Curva de capacidad	48

FIGURA N° 24 Punto de Desempeño	48
FIGURA N° 25 Encamisados en base de hormigón.....	56
FIGURA N° 26 Encamisado de columna.....	57
FIGURA N° 27 Encamisado con fibras de carbono.....	57
FIGURA N° 28 Disipadores SLB	58

RESUMEN

En la presente investigación se determinó el desempeño de un edificio de concreto armado de 7 niveles más azotea, ubicado en el jirón Manuel Ruíz manzana 32 lotes 10 – 10a – 1a, distrito de Chimbote – 2018.

El análisis sísmico lineal se desarrolló en base a nuestra norma técnica de diseño sismorresistente (E-0.30). Asimismo para el análisis sísmico no lineal se utilizó los procedimientos que establecen las normas ATC – 40 y el FEMA – 440, que se base en la reducción del espectro de aceleraciones hasta intersectar la curva de capacidad. El espectro de capacidad de la estructura se obtuvo de la curva de capacidad obtenida de un análisis estático no lineal desarrollado en el programa Etabs 2016. Como inicio del análisis se realizó la visita al lugar para aplicar el instrumento guía de observaciones, verificando el estado de la estructura, dimensiones de las secciones de los elementos y los ambientes del edificio.

Analizada la estructura en base al método de espectro de capacidad se concluye que el nivel de desempeño del edificio se encuentra entre Funcional y seguridad de vida, siendo este método una instrumento útil para comprobar la conformidad del diseño.

Palabras clave: Análisis estático no lineal, Espectro de capacidad, Espectro de aceleraciones, Punto de desempeño.

ABSTRACT

In the present investigation the performance of a reinforced concrete building of 7 levels plus a roof was determined, located in the jirón Manuel Ruíz manzana 32 lots 10 - 10a - 1a, district of Chimbote - 2018.

The linear seismic analysis was developed based on our technical norm of earthquake resistant design (E-0.30). Likewise, for the non - linear seismic analysis, the procedures established by the ATC - 40 and FEMA - 440 standards, based on the reduction of the acceleration spectrum until intersecting the capacity curve, were used. The capacity spectrum of the structure was obtained from the capacity curve obtained from a static non-linear analysis developed in the Etabs 2016 program. As a start of the analysis, the site visit was carried out to apply the observation guide instrument, verifying the status of the the structure, dimensions of the sections of the elements and the environments of the building.

Analyzed the structure based on the capacity spectrum method, it is concluded that the level of performance of the building is between Functional and safety of life, this method being a useful instrument to check the conformity of the design.

Keywords: Nonlinear static analysis, Capacity spectrum, Acceleration spectrum, Performance point.

I. INTRODUCCIÓN

1.1. Realidad problemática.

Existen muchos fenómenos promotoras a que la tierra vibre, pues en la actualidad se tiene de conocimiento diferentes variedades que ocasionan los sismos: de forma tectónica, volcánica y aquellos que son provocados por el hombre. En donde el sismo de origen tectónico es el más destructor (Goytia y Villanueva, 2001, p. 2).

Debido a fallas de origen tectónico, han causado pérdidas de vidas y subsistencia insuperables, donde aproximadamente 10.000 personas fallecen cada año debido a estas fallas, mientras que las pérdidas económicas anuales son un monto inalcanzable que a menudo tienen una participación del producto nacional bruto del país afectado (Elnashai y Di Sarno, 2008, "Context, Framework and Scope", párr. 1).

Durante años pasados, los sismos han dejado nuevos conocimientos sobre el comportamiento de la edificación; así como el sismo ocurrido en Los Ángeles, California. La cual las estructuras en su gran mayoría no colapsaron pero las pérdidas económicas alcanzaron una cifra muy elevada. Es ahí donde se empezó a definir algunos conceptos de desempeño de las edificaciones frente a diferentes intensidades de fuerzas de un evento sísmico (Marte, 2014, p. 1).

A nivel nacional la ocurrencia de los sismos se viene dando a menudo, siendo el más destructor en los últimos años el que se originó en Pisco-Ica en el 2007, con una magnitud 7.0 en la escala de Richter. Se observó grandes pérdidas de vidas, daños en los edificios, así como estructuras colapsadas debido a problemas en el diseño de los elementos estructurales así como el mal estudio previo de los suelos.

Por otra parte, la ciudad de Chimbote posee de un silencio sísmico de gran magnitud desde el último evento registrado. La cual genera gran preocupación y eleva la probabilidad que se genere un sismo de mayor magnitud. Asimismo las estructuras de la ciudad de Chimbote en su gran mayoría han sido diseñadas y construidas por normas antiguas. Es por ello, que en la actualidad las edificaciones de la ciudad de Chimbote se ven expuestas a presentar fallas en la estructura frente a un evento

sísmico de gran magnitud, generando en las personas inseguridad.

La edificación de concreto armado a ser analizada, está ubicada en el distrito de Chimbote en el Jr. Manuel Ruiz al frente del mercado modelo. Donde las personas transitan con mayor frecuencia. Ver Anexo N°2 (Figura N°1 y N°2). Por otra parte el uso que tiene la edificación es comercial, recibiendo un gran porcentaje de personas por día. Todo esto genera que se tome un mayor cuidado de las edificaciones en la parte del diseño garantizando a las personas un comportamiento adecuado del edificio frente a cargas de sismo.

En muchos de los casos las edificaciones presentan deficiencias en los procedimientos actuales de diseño y análisis. La cual en su gran mayoría las edificaciones son diseñadas utilizando el análisis elástico, sabiendo que tanto los elementos estructurales como los materiales experimentan comportamientos inelásticos.

Es por ello que al tener solamente control del colapso ante grandiosos sucesos sísmicos no se trascibe a que las edificaciones presenten un comportamiento apropiado. La ingeniería estructural ha implantado en la actualidad, de acuerdo a los diversos eventos sísmicos que han provocado en algunos casos fallas muy peligrosas en el edificio y grandes pérdidas económicas de los materiales, una filosofía que consiste en la conducta de la estructura que puedan satisfacer así las diversas necesidades sismorresistentes de las sociedades modernas (Viera, 2004, "Importancia y actualidad del análisis y diseño estructural por desempeño", párr. 2).

Asimismo las grandes pérdidas económicas causadas por los sismos, en su gran mayoría no son consideradas en el proceso de diseño. Que a su vez sumándole las pérdidas humanas causan la necesidad de establecer una metodología de diseño acorde con la demanda sísmica. Donde integre al propietario, ingeniero estructural y arquitecto para establecer y seleccionar el parámetro indicador de daño empleando las aceleraciones en la base del suelo.

1.2. Trabajos previos

1.2.1. Trabajos Previos Internacionales

- Sánchez M. (2010) Tesis titulada “Diseño Sísmico Basado en Desempeño para una Edificación Esencial de Concreto Reforzado”

Plantea como objetivos: Evaluar el comportamiento sísmico de una edificación categoría A “esencial” aplicando los criterios del diseño sísmico en base a su desempeño.

Empleando el siguiente método: Diseño por desempeño utilizando el análisis estático no lineal en un edificio de concreto armado.

Finalmente, concluye diciendo: Los resultados obtenidos del diseño por desempeño resultaron ser más precisos que el método por resistencia del RCDF, nuestras curvas de capacidad nos proporcionaron información exacta de la rigidez inicial, a la primera fluencia y posteriores, para cada nivel de desempeño y demanda sísmica solicitada.

- Alvear J. y Ruales J. (2014) En la tesis titulada “Diseño por Desempeño en Edificios de Hormigón Armado, de Acero Estructural y Mixtos”.

Plantea como objetivos: Aplicar y comparar la metodología de Diseño Sísmico Por Desempeño con la Norma Chilena NCh 433 Of.96 “Diseño sísmico de edificios” aplicado a una estructura de hormigón armado, en base a muros y marcos.

Empleando las siguientes metodologías. Primero pre dimensionamiento de los elementos en base a la normativa vigente de Chile. Asimismo usando el método dinámico modal espectral determinar las 3 cargas horizontales demandadas, con la finalidad de aplicar en el diseño por desempeño.

Finalmente, concluye diciendo: La estructura presenta un desempeño mejor de lo esperado aplicando la norma chilena de diseño sísmico de edificios Nch.433.Of.96, específicamente usando el método modal espectral y diseñando los elementos usando el código de diseño ACI318-05, ya que permanecerá Operacional durante un Sismo Frecuente y un Sismo Ocasional,

y garantizara la Seguridad de Vida luego de un Sismo Raro y un Sismo Muy Raro.

- Sinisterra H. (2017) En la tesis titulada “Determinación del desempeño sísmico para edificios en pórticos de concreto reforzado diseñados bajo la norma de diseño sismo resistente C.C.C.S.R. 84”.

Plantea como objetivos: Hallar el nivel de comportamiento sísmico en edificaciones de concreto reforzado frente a momentos (PRM).

Empleando las siguientes metodologías. En primer lugar obtener planos estructurales de edificios de siete pisos en pórticos de concreto reforzado construidos en zonas de riesgos sísmicos altos y diseñados con el código C.C.C.S.R.-84. Como segundo lugar estudios de sensibilidad para los tipos de suelos C, D y E de la NSR-10 al no existir información relacionada con el estudio de suelos de la zona donde están implantadas las edificaciones. En tercer lugar analizar por el método estático no-lineal, los pórticos tridimensionales, con el programa SAP2000 obteniendo las curvas de capacidad. Y para finalizar emplear el diagrama de espectro de demanda y espectro de capacidad para la estimación del nivel de desempeño sísmico.

Finalmente, concluye diciendo: Que las edificaciones construidas bajo la norma C.C.C.S.R.-84, que no han sido intervenidas, ni actualizadas por la NSR-10, podrían estar, incursionando en el rango no lineal, durante un eventual sismo moderado.

1.2.2. Trabajos Previos Nacionales

- Albarracin P. y Gallo E. (2010) En la tesis titulada “Desempeño sísmico de un edificio aporticado de siete pisos diseñado con el reglamento nacional de construcciones y aceptando una deriva máxima de 1%”.

Fijo como objetivos: Estudiar el desempeño sísmico de edificios aporticados peruanos diseñados con las normas vigentes modificando las exigencias de rigidez lateral a una deriva máxima

de 1%, valor ligeramente mayor que el permitido por el código vigente.

Empleando la Metodología: De la norma técnica peruana (E-0.30 y E-0.60) y para el análisis inelástico se realizara en función de las incursiones presentado por el Comité Visión 2000, SEAOC.

Finalmente, concluye diciendo: Al mantener la deriva por debajo de 10 por mil se obtienen dimensiones de 45x45 cm, siendo dimensiones mucho menores a las que se hubieran obtenido con un diseño basado en el actual código peruano sismo resistente. Asimismo el punto de demanda no se encontrara en un solo espacio del diagrama de capacidad (zona funcional); sino se ubicara en los diferentes sectores de la clasificación del SEAOC.

- Ramírez J. (2014) En la tesis titulada “Desempeño sismorresistente del módulo c, del mercado de abastos de los baños del inca. Cajamarca”.

Fijo como objetivos: Por medio del análisis estático no-lineal, establecer el nivel de desempeño sísmico del edificio analizado.

Empleando la metodología: De acuerdo a los lineamientos de las normas internacionales de edificación para el pronóstico de los daños que se formarían en los elementos de la edificación.

Finalmente, concluye diciendo: La estructura obtiene un desempeño educado para los sismos de diseño en los sentidos (x, y), pero no cumplen para sismos ocasionales. Se determinó mediante el análisis Pushover, los daños estarán ubicados en las vigas de acoplamiento, asimismo pasando a presentar falla a flexión en la base de los muros.

- Asmat C. (2016) En la tesis titulada “Disposiciones sísmicas de diseño y análisis en base a desempeño aplicables a edificaciones de concreto armado”.

Plantea como objetivos: ofrecer herramientas para el análisis y diseño aplicables a edificaciones de concreto armado que permitan garantizar un comportamiento inelástico adecuado tal que se cumpla con el comportamiento deseado.

Empleando la Metodología: Para la parte de diseño se utilizarán criterios de estructuración, vigas, columnas y muros. En la parte de análisis se realizara procedimientos como el análisis modal espectral (lineal), análisis Pushover (No lineal) y tiempo-historia (No lineal).

Finalmente, concluye diciendo: Una estructura regular, con buena simetría en sus elementos estructurales y con cierta sencillez en su configuración, proporciona información más clara sobre su comportamiento y sobre el recorrido de cargas desde su punto de aplicación hasta la cimentación.

1.3. Teorías relacionadas al tema

1.3.1. Conceptos sísmicos

1.3.1.1. Sismología

Es la ciencia que se encarga en el estudio de las causas que producen los sismos y como se propagan las ondas sísmicas desde la estructura interna de la tierra hasta la superficie terrestre. Los avances científicos están permitiendo conocer las proporciones de ocurrencia de sismos en el mundo (Bolaños y Monroy, 2004, p.6).

Pues se tiene de entre sus descubrimientos recientes sismológicos la teoría de la Tectónica Placas, que nace de la teoría “Deriva continental” propuesta por el geólogo Alfred Wegener en el 1910.

1.3.1.1.1. Origen de los sismos

De acuerdo a la Teoría de las placas tectónicas, El movimiento inesperado de las placas tectónicas libera energía de deformación acumulada en forma de calor y en forma de ondas sísmicas (Bolaños y Monroy, 2004, p.6).

Los sismos producidos en nuestro país se dan por el fenómeno de la subducción, la cual se produce por el deslizamiento de la placa Nazca frente a la placa sudamericana.

1.3.1.1.2. Localización de los sismos

a) Hipocentro

Llamado también foco sísmico. Es el lugar donde se libera la energía mediante ondas elásticas que da origen al terremoto.

El hipocentro es representado por un punto en el interior de la tierra el cual es originado por sismo (Zelaya, 2012, p. 26).

b) Epicentro

El epicentro es la proyección vertical desde el punto sísmico o hipocentro hasta la superficie de la tierra (Zelaya, 2012, p. 26).

1.3.1.2. Sismicidad

Es el estudio de los sismos que ocurren en un determinado lugar. La sismicidad nos permite realizar la medición mediante estudios comprobados como la de Charles Richter o Mercalli.

Es el valor sísmico que posee un lugar en la tierra. La cual depende de la magnitud de ocurrencia y las consecuencias que llega a tener en la superficie (Rojas y Valverde, 2010, p.17).

1.3.1.2.1. Escala de medición de los sismos

a) Magnitud o Escala de Richter

La escala de magnitud local Richter, está expresada de manera cuantitativa con proximidad a las décimas (Marín, 2012, p.17).

Utiliza instrumentos de medición como son los sismógrafos y acelerógrafos.

b) Intensidad de Mercalli

Esta medición se desarrolla de manera cualitativa, observando el deterioro ocasionados a las edificaciones, sus efectos en el área del territorio y el impacto que genera a las personas (Marín, 2012, p.21).

La intensidad de Mercalli brinda 12 grados para evaluar de manera descriptiva.

1.3.1.2.2. Peligrosidad Sísmica

Es la posibilidad que en una zona determinada suceda un movimiento sísmico de igual o mayor fuerza a un valor estipulado.

La placa de Nazca y Sudamericana, elevan el peligro sísmico de los países que se encuentran delimitados por ellos, como es el caso de nuestro país. Este fenómeno producen la liberación de energía que

llegan a la corteza terrestre formando movimiento sísmico (Rojas y Valverde, 2010, p.17).

Es un término técnico o factor expresado numéricamente, la cual consiste en determinar estadísticamente la probabilidad de ocurrencia o excedencia.

Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una posibilidad del 10 % de ser excedida en 50 años (NTP E-0.30, 2016, p. 7).

Asimismo los miembros que lo conforman el comité visión 2000, crean cuatro niveles de movimiento sísmico que están en función del tiempo que el sismo retornara y a su posible excedencia.

TABLA N° 1 Niveles de frecuencia sísmica

Nivel de Movimiento Sísmico	Periodo de Retorno T (años)	Probabilidad de Excedencia (p,t)
Frecuente	43	50% - 30 años
Ocasional	72	50% - 50 años
Raro	475	10% - 50 años
Muy Raro	970	10% - 100 años

Fuente: Estructural Engineers Association of California, 1995.

A comparación con el comité visión 2000, el (ATC-40, 1996, p.8) (Consejo de Tecnología Aplicada) establece tres niveles de frecuencia sísmica para el diseño de estructuras, como son:

a) Sismo de Servicio (SE)

Sismo con posibilidad de 50% que puede excederse en un periodo de 50 años. Teniendo un periodo de retorno de 100 años aproximadamente.

b) Sismo de Diseño (DE)

Sismo con posibilidad de 10% que puede excederse en un periodo de 50 años. Teniendo un periodo de retorno de 500 años aproximadamente.

c) Sismo Máximo (ME)

Sismo con posibilidad de 5% que puede excederse en un periodo de 50 años. Teniendo un periodo de retorno de 1000

años aproximadamente.

1.3.1.2.3. Vulnerabilidad Sísmica

La vulnerabilidad sísmica expresa la respuesta de la estructura frente a la ocurrencia de un evento sísmico (Marín, 2012, p.23).

El que un edificio sea vulnerable o no ante un movimiento sísmico de determinadas características, es una característica personal de cada edificación, es decir, no está en función del peligro sísmico del lugar de localización, así que un edificio puede ser vulnerable pero no estar en riesgo, a menos que se ubique en un espacio con un cierto peligro sísmico (Marín, 2012, p.23).

Se dice que una edificación es vulnerable cuando presenta fallas durante un sismo, que puede ser consecuencia de una mala ejecución y de los materiales a utilizarse.

1.3.1.2.4. Riesgo Sísmico

Está en función de la fuerza de impacto de un sismo y de las características que puede presentar el edificio (kuroiwa, 2016, p.22).

El riesgo sísmico es quien va a estimar y medir los resultados teniendo en cuenta; por una parte a la sociedad y por la otra la economía, causados por el movimiento sísmico que resulta de la falla de los elementos de la estructura, la cual supera la resistencia establecida en el diseño (Marín, 2012, p.28).

1.3.2. Análisis sísmico basado en desempeño

El análisis sísmico de las edificaciones se desarrolla en dos procedimientos como el estático y dinámico. Asimismo estos, poseen dos metodologías como la linealidad y la no-linealidad, que su uso dependerá de las características que presenta el edificio.

El análisis lineal de una edificación, se realiza de una manera simplificada. Teniendo en cuenta el comportamiento de este, en el rango elástico lineal; asumiendo que la elasticidad del material y el momento de inercia se desarrollan de manera constante. En cambio en el análisis no lineal, se desarrolla con una aproximación más cercana a la realidad. Ya que el material inicialmente presentara un comportamiento elástico lineal hasta alcanzar la cedencia, en la cual el

elemento mostrara un cambio en la rigidez teniendo el comportamiento plástico.

El análisis sísmico basado en desempeño analiza los diferentes comportamientos tanto del material con la que está conformado el elemento estructural como también la sección que este presenta.

1.3.2.1. Comportamiento del concreto armado

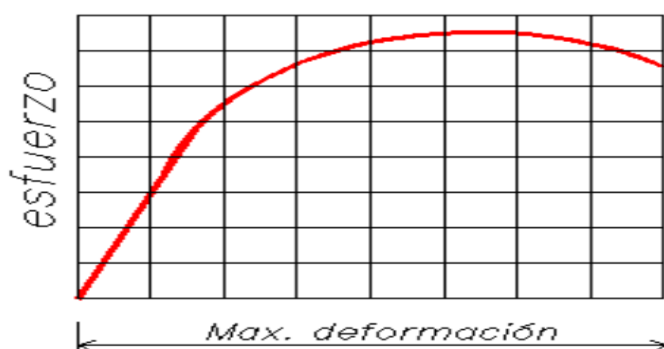
El comportamiento de los materiales como del concreto simple, concreto confinado y el acero está en función de los esfuerzos que estos alcanzan y su deformación. Estos modelos constitutivos están basados en resultados experimentales con una aproximación real del comportamiento de los materiales que conforman el concreto armado.

1.3.2.1.1. Concreto simple

a) Modelo de Whitney

Este modelo propuesto por el ACI (American concrete institute), presenta un comportamiento lineal hasta el 50% de la resistencia del concreto. La deformación que este tiene cuando alcanza el máximo esfuerzo es de 0.002. Asimismo la deformación máxima que puede alcanzar el material es de 0.003.

FIGURA N° 1 Modelo de whitney



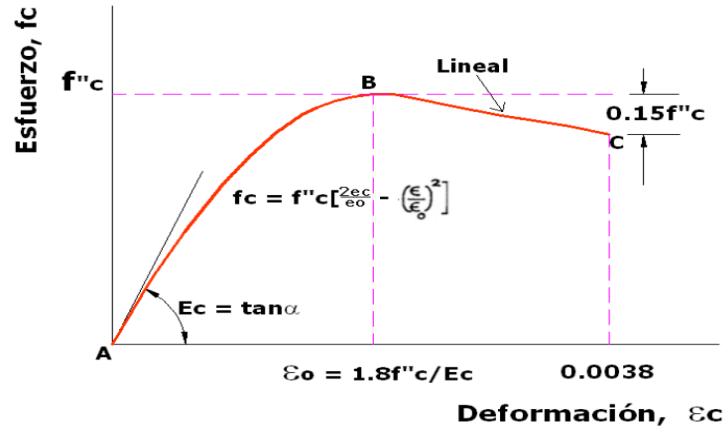
Fuente: Díaz y Santos, 2013

b) Modelo de Hognestad

Este modelo muestra en primer lugar un comportamiento parabólico, la cual alcanza su máximo esfuerzo de diseño a " ϕF_c " teniendo una deformación unitaria de 0.002. Asimismo muestra el descenso del esfuerzo debido a la generación fisuras

y grietas internas que estará en función de la deformación máxima del material que está entre el 0.003 a 0.004 (Jurado y Mendoza, 2012, p.17).

FIGURA N° 2 Modelo de Hognestad

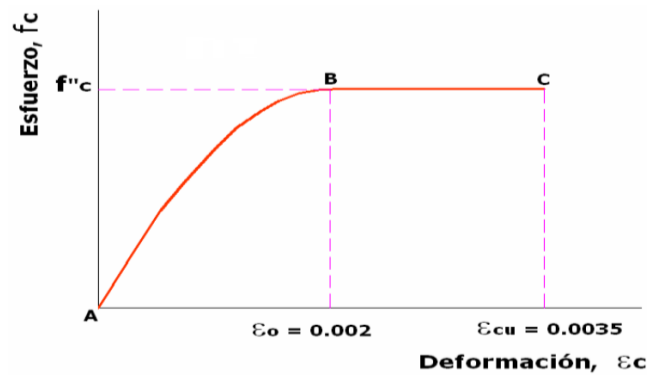


Fuente: Jurado y Mendoza, 2012

c) Modelo del CEB (euro código)

El material presentara una deformación unitaria de 0.002 cuando alcance el máximo esfuerzo de diseño a compresión ($f''c$), la cual se mantendrá constante hasta alcanzar la deformación máxima de 0.0035.

FIGURA N° 3 Modelo del CEB



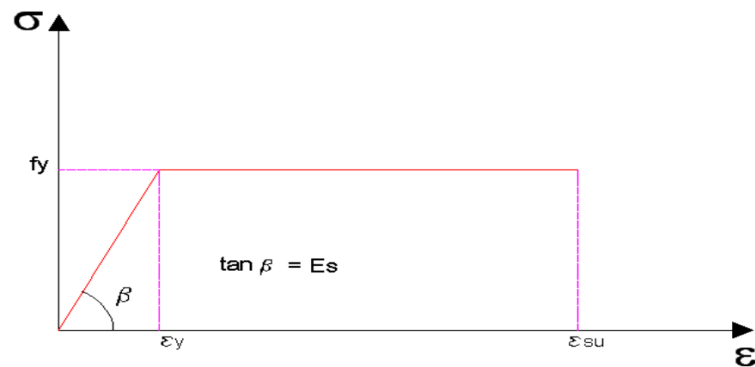
Fuente: Jurado y Mendoza, 2012

1.3.2.1.2. Acero

a) Modelo elastoplástico

Este modelo no considera las deformaciones del esfuerzo del acero después que alcance la fluencia, asimismo el endurecimiento a causa de la deformación (Jurado y Mendoza, 2012, p.14).

FIGURA N° 4 Modelo elastoplástico

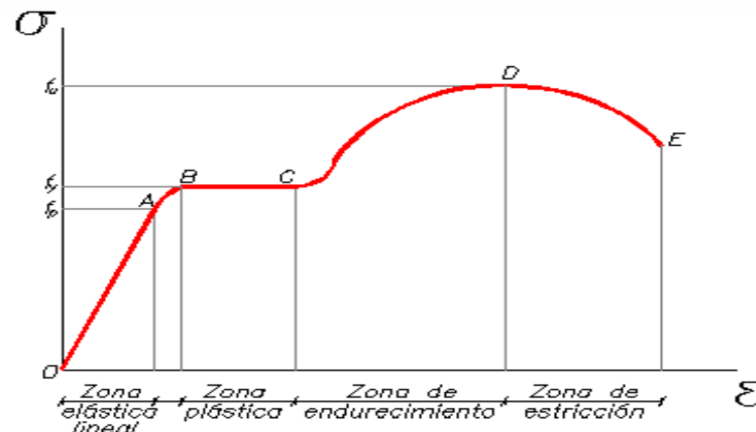


Fuente: Jurado y Mendoza, 2012

b) Modelo de la curva completa

Este modelo muestra en primer lugar una zona elástica lineal, desde el punto el acero comienza a tener un comportamiento inelástico. En el tramo BC presenta la meseta de fluencia, entrando a la zona plástica. Asimismo el esfuerzo llega a incrementarse hasta obtener el máximo esfuerzo, punto D. del tramo CD muestra una zona de endurecimiento debido a la deformación. Al final el acero desciende hasta alcanzar el esfuerzo de rotura, teniendo una zona de estricción o alargamiento excesivo del acero (Díaz y Santos, 2013, p.10).

FIGURA N° 5 Modelo de la curva completa

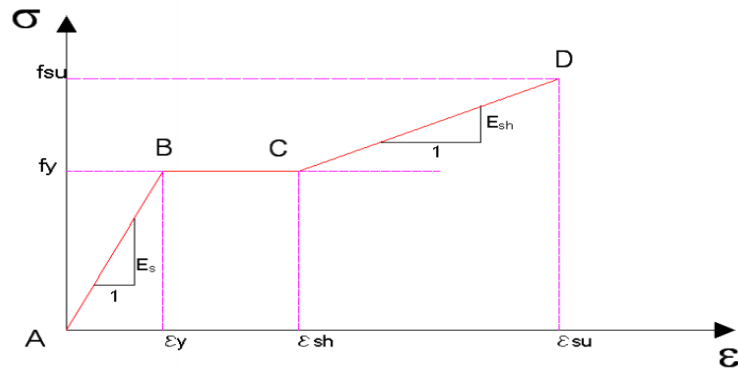


Fuente: Díaz y Santos, 2013

c) Modelo trilineal

Representa una simplificación del modelo de la curva completa teniendo en cuenta el cambio de la elasticidad del acero en las diferentes zonas.

FIGURA N° 6 Modelo trilineal



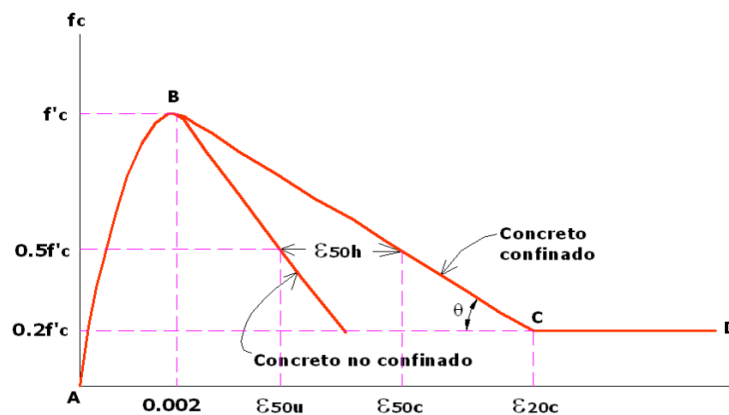
Fuente: Jurado y Mendoza, 2012

1.3.2.1.3. Concreto confinado

a) Modelo de Kent y Park

Este modelo es utilizado para concreto confinado con estribos para sección rectangular; la resistencia del material no se incrementa pero la longitud de deformación se incrementa (Jurado y Mendoza, 2012, p.18).

FIGURA N° 7 Modelo de Kent y Park

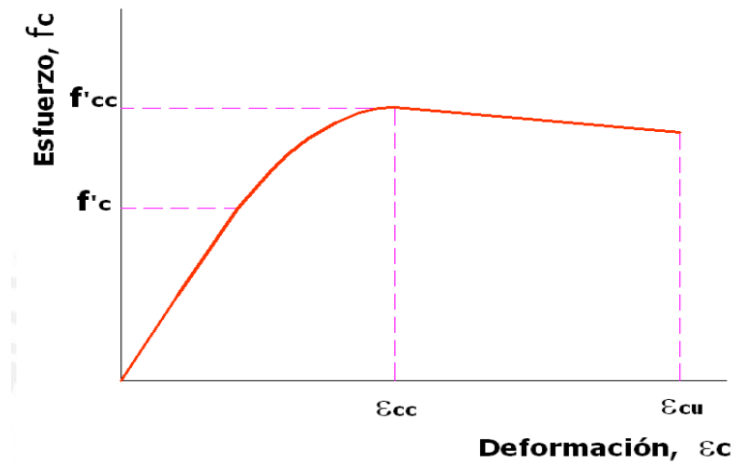


Fuente: Jurado y Mendoza, 2012

b) Modelo de Mander

Este modelo es utilizado para diversas secciones de confinamiento (estribos o espirales). Y muestra un incremento de la resistencia del material debido al confinamiento. Debido a la generación de la rótula plástica es necesario considerar el reforzamiento de corte al elemento y alcanzar la ductilidad necesaria para evitar el colapso del edificio (Díaz y Santos, 2013, p.14).

FIGURA N° 8 Modelo de Mander



Fuente: Jurado y Mendoza, 2012

1.3.2.2. Modelo inelástico de elementos y secciones

El modelo inelástico muestra el comportamiento de las secciones cuando estos comienzan a presentar pequeñas fisuras debido a cargas externas.

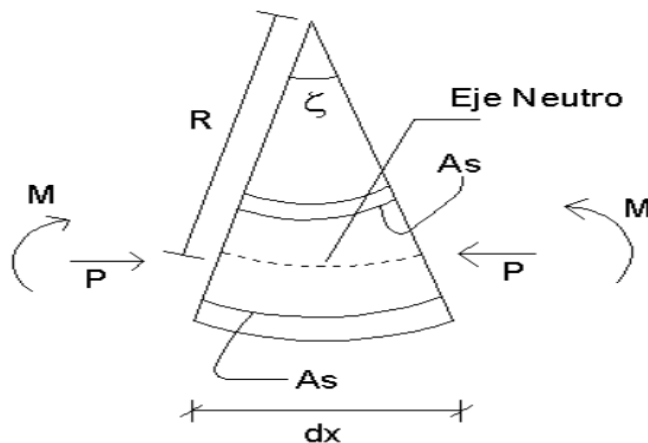
a) Diagrama momento-curvatura

El comportamiento de una sección de concreto armado frente a cargas, está en función de la curvatura y de los momentos que se generan debido a estas.

El giro de una sección es estimada por el momento externo entre la rigidez flexionante.

$$\vartheta = \frac{M_{ext}}{EI}$$

FIGURA N° 9 Momento curvatura de una sección



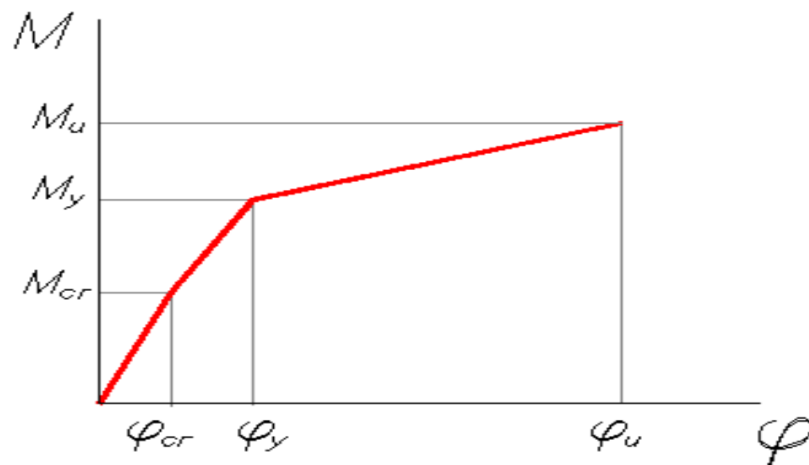
Fuente: Allauca, 2006

La relación entre el momento y curvatura se desarrolla de manera proporcional lineal hasta alcanzar el momento de agrietamiento o momento crítico del concreto debido a cargas de tracción. El momento de agrietamiento está relacionado al esfuerzo de ruptura del concreto, que se calcula mediante la siguiente formula:

$$F_r = M_{cr} = 2 \sqrt{f'c}$$

Después que en la sección comenzaron a fisurarse, el área se reduce y con ello el momento de inercia disminuye. Entonces para el segundo estado la relación seguirá siendo lineal pero con otra pendiente, hasta alcanzar el momento de fluencia máxima debido a esfuerzos de tracción correspondiente al acero. Y posterior se generaran un aumento mínimo del momento hasta llegar al momento y curvatura última, la cual se sigue generando la reducción del área de la sección, asimismo la elasticidad de deformación del material presenta ya un comportamiento variable. Que finalmente se produce el agotamiento del concreto.

FIGURA N° 10 Momento curvatura de una sección



Fuente: Díaz y Santos, 2013

De acuerdo a la figura anterior se calcula la ductilidad de la sección que está en función de la curvatura última y de fluencia.

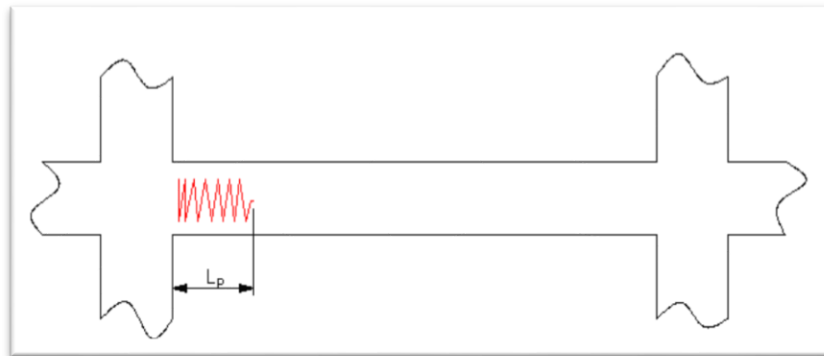
$$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$$

b) Comportamiento inelástico de los elementos estructurales

Para el análisis y daño de los elementos estructurales como son

las vigas y columnas se modelará las rotulas plásticas que tendrán una longitud efectiva (L_p) y una ubicación fija en los extremos. Debido a que los esfuerzos no se extienden por todo el elemento sino que se concentran en los nudos. Asimismo la longitud efectiva será estimada entre 0.4 a 0.5 el peralte del elemento.

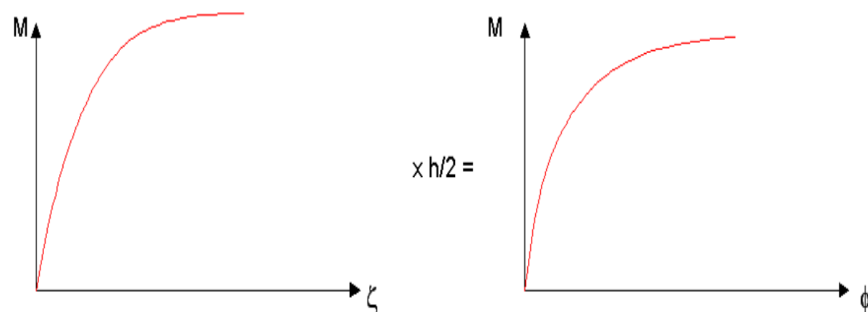
FIGURA N° 11 Longitud Plástica



Fuente: Allauca, 2006

El diagrama de momento-giro relaciona la longitud plástica de los elementos. La cual se determina multiplicando a los productos de la curvatura por la longitud plástica de rotura para obtener el giro producido en la franja inelástica (Díaz y Santos, 2013, p.19).

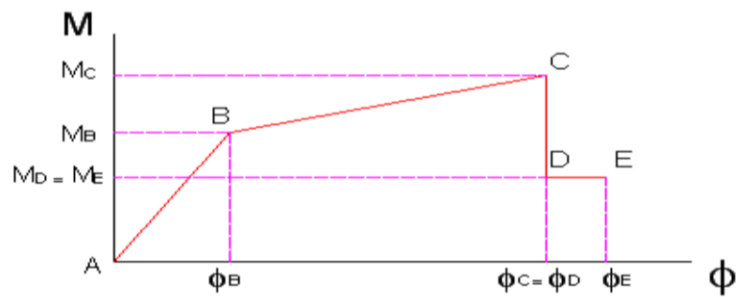
FIGURA N° 12 Longitud Plástica



Fuente: Jurado y Mendoza, 2012

Existe un diagrama de momento curvatura simplificada, la cual se desarrollada en líneas rectas. Que sirven para establecer los límites de desempeño en función de las deformaciones.

FIGURA N° 13 Longitud Plástica

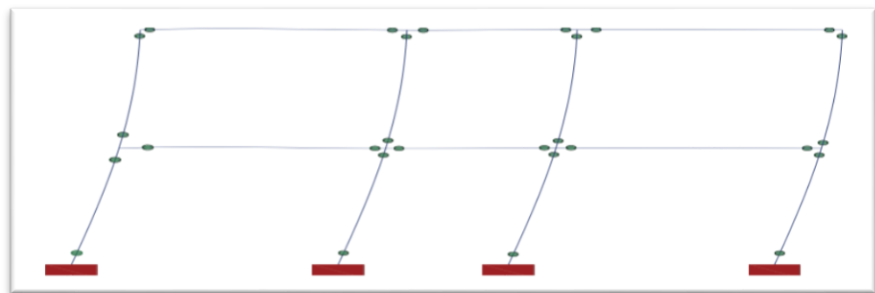


Fuente: Jurado y Mendoza, 2012

Los puntos B y C representan el momento de fluencia y la resistencia máxima de la rótula respectivamente. El punto D es el 0.4 de la resistencia máxima de la rótula, que permanece constante en el giro. Asimismo para la obtención del punto E el momento sigue siendo el mismo que el punto D, pero con el aumento del 0.10 del giro en el punto C (Jurado y Mendoza, 2012, p.23).

Al final se desarrolla un modelo inelástico del edificio, la cual se considera que las uniones en los nodos son indeformables y se mantienen rígidos. Asimismo la formación de las rotulas plásticas se desarrollan en los extremos cada elemento que conforma el edificio (Vigas y Columnas).

FIGURA N° 14 Discretización del comportamiento inelástico mediante rótulas



Fuente: Allauca, 2006

1.3.2.3. Análisis Estático

Mediante el análisis estático se determinara la respuesta de la estructura aplicando cargas estáticas, como son la carga muerta y viva del edificio. Asimismo, este se subdivide en dos procedimientos

como son

1.3.2.3.1. Análisis estático lineal

Estudia la estructura suponiendo un comportamiento lineal en los elementos estructurales como el material. El edificio es analizado mediante la aplicación de la ley de Hooke.

1.3.2.3.2. Análisis estático No lineal

Presenta un estudio más cercano a la realidad, ya que considera el comportamiento de los materiales y los elementos en la zona No lineal – Inelástica.

1.3.2.4. Análisis Dinámico

Mediante el análisis dinámico se determina la respuesta de la estructura aplicando cargas dinámicas, como son los sismos, vientos, etc. El análisis dinámico presenta dos procedimientos que son:

1.3.2.4.1. Análisis dinámico lineal

Se realiza el análisis por medio de un espectro de aceleración o un análisis tiempo-historia. Este análisis determina la aceleración del suelo en la base por medio de los factores de diseño sismorresistente.

1.3.2.4.2. Análisis dinámico No lineal

El modelamiento sísmico se desarrolla con acelerogramas reales y se obtiene resultados más reales que los demás análisis.

1.3.2.5. Análisis sísmico basado en desempeño

El presente método consiste en determinar el nivel o el límite de daño que tiende a adquirir el edificio, de acuerdo al uso e importancia de la edificación, se estimara el daño provocado por un evento sísmico (Alcántara y Nalvarte, 2016, p.38).

El desempeño de una estructura se cuantifica por el daño que alcanza un edificio a consecuencia de un movimiento sísmico, así también el impacto que conlleva en la funcionalidad después del acontecimiento.

A. Objetivos de diseño

Un objetivo de desempeño del edificio, está definido por el

comportamiento que tiene la estructura frente a cargas horizontales de sismo (Vergara y Zevallos, 2014, p.14).

El objetivo de diseño se establecerá de acuerdo al nivel de desempeño deseado de la edificación, frente a cargas sísmicas de diseño.

El SEAOC (Asociación de Ingenieros Estructurales de California) conformado por el comité visión 2000 y ATC-40 establecieron objetivos de diseño de acuerdo a los niveles sísmicos y al periodo de retorno. Como se muestra en las siguientes tablas respectivamente:

TABLA N° 2 Objetivos de Diseño presentado por SEAOC

Nivel sísmico de diseño	Nivel de desempeño sísmico			
	Operacional	Funcional	Seguridad de vida	Pre-colapso
Frecuente (43 años)	1			
Ocasional (72 años)	2	1		
Raro (475 años)	3	2	1	
Muy raro (970 años)		3	2	1

Leyenda

	Desempeño Inaceptable
1	Estructuras Básicas
2	Estructuras Esenciales
3	Estructuras de seguridad crítica

Fuente: Structural Engineers Association of California, 1995.

TABLA N° 3 Objetivos de Diseño presentado por ATC-40

SISMO DE DISEÑO	NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA			
	OPERACIONAL	OCUPACIÓN INMEDIATA	SEGURIDAD	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
SERVICIO	✓	NA	NA	NA
DISEÑO	✓	✓	✓	NA
MÁXIMO		✓	✓	✓

Fuente: Applied Technology Council, 1996.

TABLA N° 4 Estados de daño y desempeño

Estado de Daño	Nivel de Desempeño	Características
Despreciable	Operacional	Se espera que la estructura No presentan daños tanto estructurales como no estructurales. Asimismo los sistemas de la edificación siguen prestando sus servicios.
Ligero	Funcional	Los elementos estructurales muestran agrietamientos, asimismo presentan daños ligeros en los contenidos y la parte arquitectónico.
Moderado	Seguridad de Vida	Presentan pérdidas de resistencia y rigidez de la edificación. El edificio puede llegar a tener un cierre temporal.
Severo	Pre-Colapso	Daños severos en los elementos del edificio así como en la parte arquitectónica. La edificación puede llegar a ser demolido.
Completo	Colapso	Colapso estructural

Fuente: Estructural Engineers Association of California, 1995.

1.3.2.6. Capacidad estructural

Para Intor y Martos (2017, p.30), El edificio está en función de su resistencia y deformación última de los elementos estructurales que lo conforman. El método, análisis no lineal permite analizar el elemento más allá del límite elástico.

El análisis estático no-lineal consiste en aplicar cargas laterales incrementales monolíticamente en una sola dirección a una estructura ya diseñada en la cual se conoce el armado de sus elementos hasta llevar a la estructura al colapso o alcance una condición de estado límite. Por medio de este análisis se logra un diagrama conocido como curva de capacidad, la cual está en función de la fuerza cortante en la base, que produce desplazamientos laterales en el punto más elevado del edificio (Del Re, 2006, p.29).

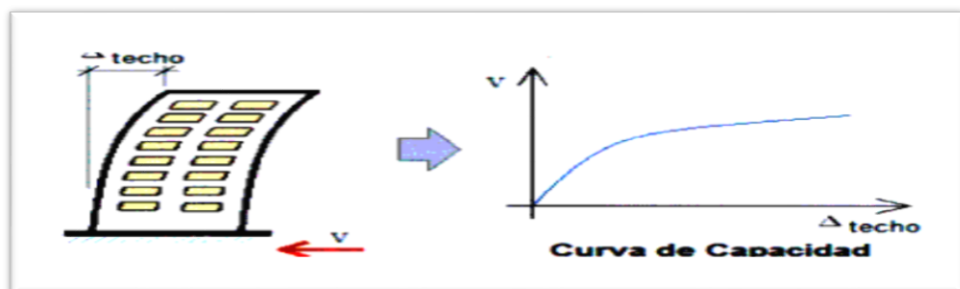
El análisis no lineal considera la situación más cercana a la realidad tomando en cuenta el comportamiento más real que pueden tener los materiales y los elementos estructurales.

1.3.2.6.1. Curva de Capacidad

Mediante el análisis "Pushover" se va a crear la curva de capacidad, que está representada por el movimiento lateral de la estructura de acuerdo a una fuerza aplicada.

La fuerza de corte en la base y el desplazamiento lateral en el techo de la edificación, generan la curva de capacidad del edificio (Navarro y Fernández, 2006, p.30).

FIGURA N° 15 Curva de capacidad



Fuente: Fajardo, 2012

La curva de capacidad representa el desplazamiento al aplicarle fuerzas iniciales en cada piso (F_i), llegando como producto de

fuerzas a la cortante basal (V) la cual se describe en la ecuación (1).

$$V = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times g$$

Donde:

V= Cortante basal.

Z= Factor de Zona.

U= Factor de Uso.

C= Factor de Amplificación Sísmica.

S= Factor de Suelo.

R= Coeficiente de reducción Sísmica.

Se tendrá en cuenta que el método de Pushover, considera sistema de cargas constante; la cual en la realidad esta varía en función de la intensidad del sismo.

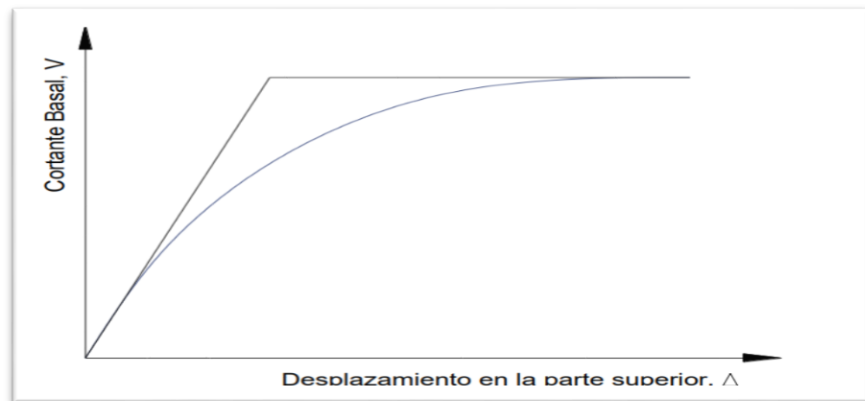
a) Representación Bilineal de la Curva de Capacidad

La aparición de la primera rotula plástica en la curva de capacidad se conoce como el inicio del comportamiento inelástico de la estructura. La cual no produce un cambio significativo en la rigidez y resistencia lateral de la estructura; la cual se traduce en un cambio insignificante de la pendiente en la curva de capacidad.

Es por ello que se determinara el punto de fluencia en la curva de capacidad representando un cambio importante en el comportamiento del edificio.

Existen diversos criterios para la determinación del punto de fluencia de la estructura. En la presente investigación se utilizara el criterio basado en las rigideces tangenciales. La cual consiste en trazar dos lineal tangenciales tanto para la parte elástico como la parte plástico. Como se muestra en la siguiente figura.

FIGURA N° 16 Criterio de las rigideces tangenciales



Fuente: Merino, 2013

1.3.2.6.2. Espectro de Capacidad

La curva de capacidad puede ser expresada en función a la aceleración de la estructura vs el desplazamiento lateral; transformando las coordenadas (D_t , V) de la curva de capacidad en (S_d , S_a), obteniendo así el espectro de capacidad (Navarro y Fernández, 2006, p.31).

La transformación de las coordenadas de la curva de capacidad se expresa de la siguiente manera:

$$SD = \frac{\Delta_{tope}}{PF_1}$$

$$Sa = \frac{V/W}{\alpha_1}$$

Donde:

Δ_{tope} = Desplazamiento de la curva de capacidad

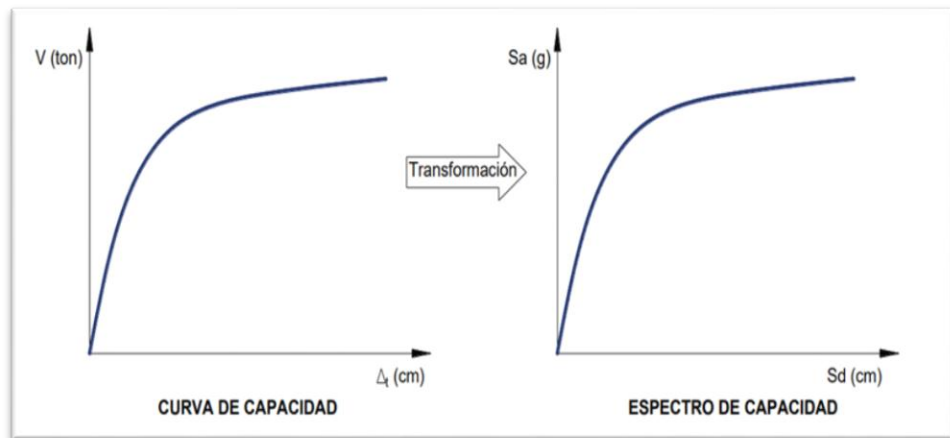
PF_1 = Factor de reducción de fuerza

V = Fuerza cortante de la curva de capacidad

W = Peso total del edificio

α_1 = Coeficiente de aceleración

FIGURA N° 17 Espectro de capacidad



Fuente: Intor y Martos, 2017

1.3.2.6.3. Espectro de Demanda del Sismo

Es el carácter de la fuerza sísmica, basada en el espectro de diseño sísmico con 5% de amortiguamiento, la cual está limitado para amortiguamientos efectivos elevados (Marte, 2014, p.32).

Para Chunque (2013, p.24), El espectro de demanda del sismo están en función del desplazamiento espectral (Sd) y de la aceleración espectral (Sa).

Para nuestro caso se seguirá los lineamientos de la NTP. E-0.30.obteniendo la Pseudo aceleración, tomando en cuenta la zonificación, uso, tipo de suelo, etc. Aplicando el 5% de amortiguamiento.

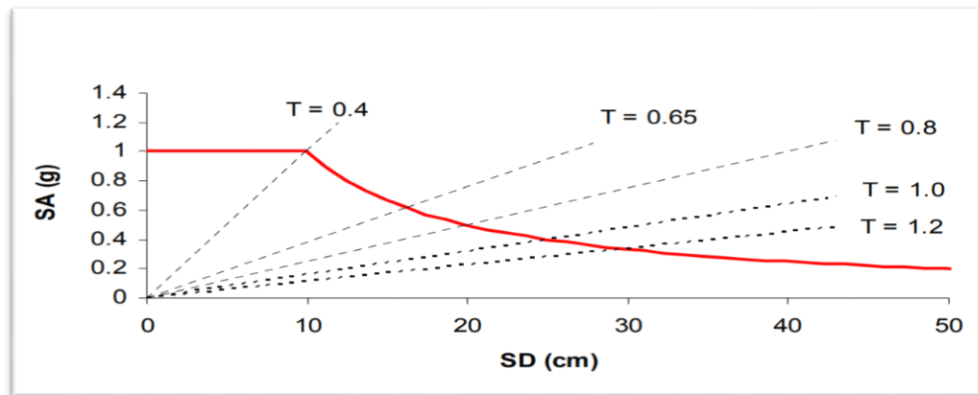
Para expresar la Pseudo aceleración en función del desplazamiento y aceleración espectral, se realizara la conversión por la siguiente formula:

$$SD_i = \left(\frac{T_i}{4\pi^2}\right)Sa_i \times g$$

Donde:

T_i = Periodo en segundos.

FIGURA N° 18 Espectro de Demanda de la Norma Peruana



Fuente: Allauca, 2006

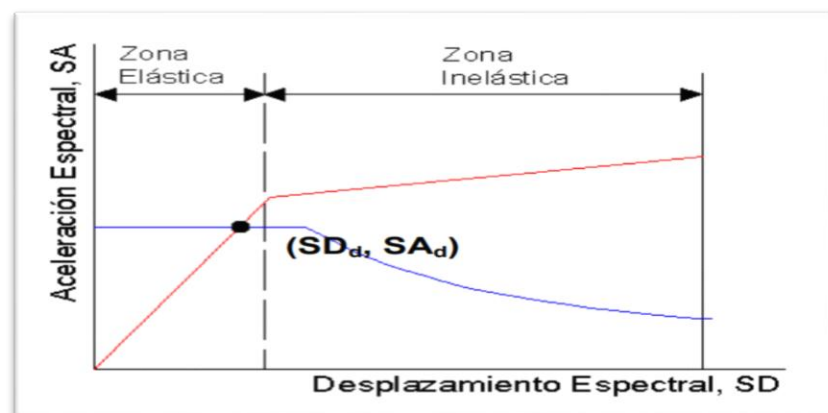
1.3.2.6.4. Punto de Desempeño

La aceleración y los desplazamientos del edificio permiten calcular la respuesta máxima de las estructuras ante una sollicitación sísmica, modeladas en el espectro de capacidad. Es por ello que la respuesta estructural máxima pertenece a un espacio del espectro de capacidad llamado “punto de desempeño” (SD_d , SA_d), el cual constituye la respuesta estructural (Intor y Martos, 2017, p.50).

a) Respuesta Elástica

La coordenada del punto se determinará del espectro de demanda, que tiene un porcentaje de amortiguamiento en el límite elástico, asimismo el espectro de capacidad que utiliza los desplazamiento y aceleraciones tanto en el régimen elástico como inelástico (Intor y Martos, 2017, p.51).

FIGURA N° 19 Punto de Desempeño Elástico



Fuente: Allauca, 2006.

b) Respuesta Inelástica

Cuando los elementos estructurales presenten una conducta inelástica, se deberá modificar el espectro de demanda para analizar en el régimen inelástico, con la finalidad de determinar el punto de desempeño (Borda y Pastor, 2007, p.15).

Para determinar el punto de desempeño se deberá de reducir en función del nivel de incursión inelástica el espectro de demanda con del espectro de capacidad (Borda y Pastor, 2007, p.16).

La reducción del espectro de capacidad se desarrollara de acuerdo a la variación de la ductilidad del edificio, la cual nos permite realizar el análisis en el área inelástico:

Para $1.0 < \mu < 4.0$

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

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

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

Para $\mu \geq 6.5$

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

Por otro lado, el periodo efectivo se va a desarrollar de la siguiente manera en función de la ductilidad con la siguiente expresión:

Para $1.0 < \mu < 4.0$

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

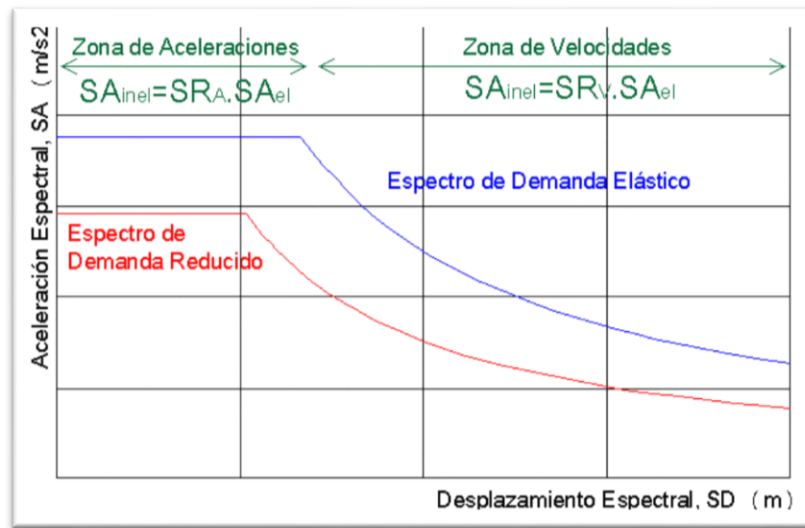
Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

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

Para $\mu \geq 6.5$

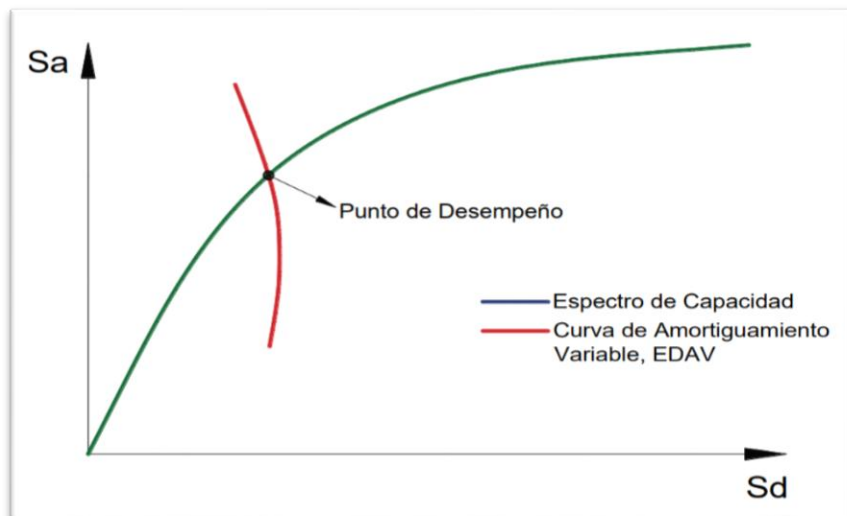
$$T_{eff} = \left\{ K \left[\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + L (\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_o$$

FIGURA N° 20 Espectro de Demanda Reducido



Fuente: Allauca, 2006

FIGURA N° 21 Punto de desempeño inelástico

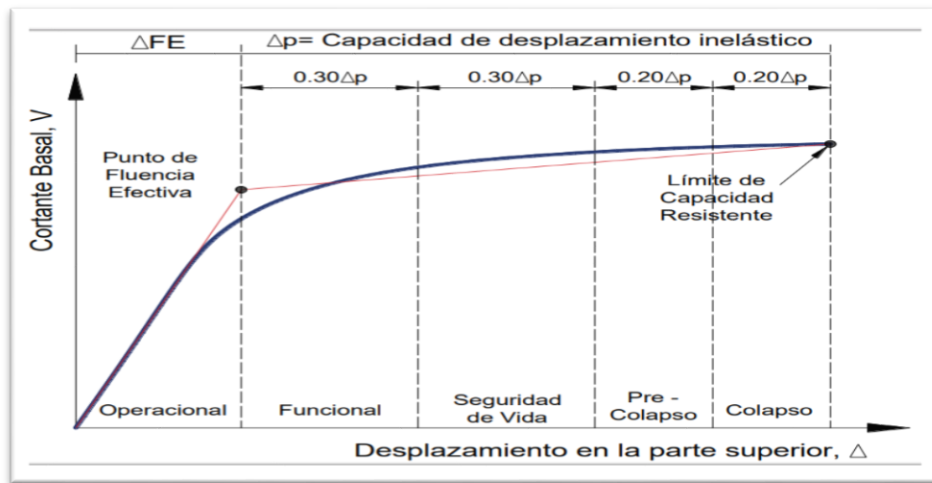


Fuente: Fernández, 2006.

1.3.2.6.5. Comportamiento Estructural

Desde el punto de vista estructural, los niveles de desempeño corresponden a sectores definidos de la curva de capacidad de la estructura y de los diagramas fuerza-deformación de sus elementos. Para sectorizar la curva de capacidad y los diagramas fuerza-deformación de los elementos se debe definir primero el desplazamiento de fluencia efectiva (ΔFE) y la capacidad de desplazamiento inelástico (Δp) (Intor y Martos, 2017, p.60).

FIGURA N° 22 Zonas de la Curva de Capacidad



Fuente: Structural Engineers Association of California, 1995.

La siguiente tabla muestra los comportamientos estructurales de acuerdo al desplazamiento en la parte superior de la edificación.

TABLA N° 5 Comportamiento estructural

NIVEL DE DESEMPEÑO	LÍMITE DE DESPLAZAMINETO
OPERACIONAL	Δ_{FE}
FUNCIONAL	$\Delta_{FE} + 0.3\Delta_p$
SEGURIDAD DE VIDA	$\Delta_{FE} + 0.6\Delta_p$
PRE-COLAPSO	$\Delta_{FE} + 0.8\Delta_p$
COLAPSO	$\Delta_{FE} + 1.0\Delta_p$

Fuente: Structural Engineers Association of California, 1995.

1.4. Formulación del problema

1.4.1. Problema general

¿Cuál será el desempeño sísmico de una edificación de concreto armado del distrito de Chimbote en el 2018?

1.5. Justificación del estudio

La presente investigación, busca identificar el nivel de desempeño que puede tener una edificación de concreto armado en el distrito de Chimbote, frente a cargas de sismo incrementales.

La importancia de esta investigación es dar a conocer los beneficios

que brinda este método de diseño sísmico, realizando un análisis sísmico estructural más cercano a la realidad.

El aporte social que se pretende con el método de desempeño sísmico es garantizar la seguridad de vida de las personas cercanas al edificio, asimismo conseguir que la estructura frente a cargas sísmicas siga funcionando, presentando ligeras fallas. Debido a que el edificio es de uso comercial y considerado de categoría importante, por el motivo que recibe grandes visitas de personas por día, asimismo se ubica en una zona de mayor transitabilidad en la ciudad de Chimbote. Si el desempeño de la edificación incursiona en el rango inelástico y está a su vez llega al colapso se presentaría cuantiosas pérdidas de vida y materiales.

Por otro lugar, se pretende determinar los posibles daños que puede tener la estructura de acuerdo al desempeño determinado por el análisis Pushover y se propondrá algunas soluciones con el fin de que la edificación siga con su función establecida.

La investigación tiene como fin el interés académico tomando conceptos, procedimientos y normas en el diseño sismorresistente, basado en códigos Norteamericanos y Nacionales, las cuales vienen siendo aplicadas en nuestra realidad.

1.6. Hipótesis

Implícita.

1.7. Objetivos

1.7.1. Objetivo general

Determinar el desempeño sísmico de una edificación de concreto armado del distrito de Chimbote en el 2018.

1.7.2. Objetivos específicos

- Analizar los parámetros de diseño de la edificación, de acuerdo a lo estipulado por el reglamento nacional de edificaciones.
- Determinar el desplazamiento de la edificación, por medio del análisis estático no-lineal.
- Determinar el punto de desempeño sísmico mediante el método espectro capacidad – demanda.

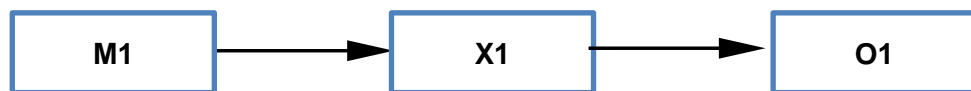
II. MÉTODO

2.1. Diseño de investigación

No experimental: descriptivo - explicativo

La investigación es No experimental porque se observara la situación o el problema sin manipular la variable (Hernández, 2014, p.152).

Asimismo de tipo descriptivo - explicativo porque se investigaran los sucesos de modalidad de una variable en una población y se determinaran las consecuencias del problema. Es por ello que describiremos el comportamiento y determinaremos el desempeño que tendrá la estructura ante un evento sísmico.



Donde:

M1: Un edificio de concreto armado en el distrito de Chimbote

X1: Desempeño Sísmico

O1: Nivel de desempeño sísmico de la estructura

2.2. Variable, Operacionalización

- Variable Independiente: Desempeño Sísmico

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIÓN	INDICADORES	ESCALA DE MEDICIÓN
DESEMPEÑO SÍSMICO	Determinar el nivel o el límite de daño que puede tener la estructura (Alcántara y Nalvarte, 2016, p.38).	La investigación se realizará de acuerdo a los lineamientos de las normas vigentes de diseño sismorresistente como la E-0.30 y normas internacionales según el SEAOC y ATC-40. El recojo de información se realizara mediante una previa inspección de la estructura por una guía de observación. Asimismo se modelará el edificio con la ayuda del programa ETABS 2016 para obtener diferentes datos como el espectro de capacidad y espectro de demanda. Para tener como producto final el nivel de desempeño sísmico de la edificación.	CURVA DE CAPACIDAD	<ul style="list-style-type: none"> - Fuerza Cortante Basal (V). - Desplazamientos Laterales de la Edificación en el Nivel más Elevado (Δ). 	NOMINAL
			ESPECTRO DE CAPACIDAD	<ul style="list-style-type: none"> - Desplazamiento Lateral (Sd). - Aceleración de la estructura (Sa). 	NOMINAL
			ESPECTRO DE DEMANDA	<ul style="list-style-type: none"> - Pseudo aceleración de acuerdo a la NTP. E-0.30. 	NOMINAL
			PUNTO DE DESEMPEÑO	<ul style="list-style-type: none"> - Espectro de Capacidad - Espectro de Demanda 	NOMINAL

2.3. Población y muestra

La población así como la muestra es no probabilístico de carácter opinático o intencional a criterio del investigador. Es por ello que se consideró como población y muestra el edificio de concreto armado ubicado en el jirón Manuel Ruiz Manzana 32 lote 10-10A-1A, distrito de Chimbote-2018.

2.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad

Técnica:

Para el recojo de la información se utilizara la técnica de la observación, sin modificar y manipular los datos extraídos de la muestra. Corroborando los parámetros de sismo, las dimensiones de los elementos estructurales y las cargas del edificio, en base a lo establecido en el reglamento nacional de edificaciones.

Instrumentos:

De acuerdo a la técnica establecida, el documento donde se realizará la recolección de los datos e información de la muestra, será mediante la Guía de Observación, empleando los lineamientos de la Norma Técnica Peruana E-020, E-0.30 y E-0.60 vigentes; para contrastar si la edificación en estudio tendrá los parámetros mínimos de diseño.

Asimismo se analizaran las secciones de los elementos sometidos a flexión mediante el análisis momento curvatura, en donde se determinaran el comportamiento de los materiales que conforman la sección, que finalmente se determinará la ductilidad de las secciones.

Finalmente se modelara el edificio haciendo uso de las normas internacionales como el VISIÓN 2000, ATC-40 y FEMA 440, para determinar el comportamiento de la estructura frente a cargas sísmicas.

Validez y confiabilidad:

La validez del instrumento se realizará de acuerdo a un grupo de expertos relacionados a la línea de investigación, para establecer la veracidad del contenido de la Guía de Observación. Asimismo se comprobara la relación de los ítems si se encuentra bien redactados y miden lo que se pretende medir por los expertos del tema. Ver anexo N°5.

2.5. Métodos de análisis de datos

En la presente investigación el análisis de datos se realizara de manera deductiva. En función a la estadística será descriptivo porque se detallará el comportamiento de la variable en la población. Del mismo modo, se hará uso de gráficos y tablas de resultados.

2.6. Aspectos Éticos

Se respetará el derecho de autor de las diversas investigaciones por ende los resultados que se obtendrán serán veraces, respetando la propiedad intelectual.

Asimismo esta investigación presenta responsabilidad social, porque aplicando este método de diseño se conseguirá tener el comportamiento de la edificación más cercana a la realidad para evitar posibles pérdidas de vida y económica en los materiales y equipos. También se brindara seguridad a la población, determinando el nivel de comportamiento del edificio.

III. RESULTADOS

TABLA N° 6 Parámetros sísmicos

EVALUACIONES	NÚMERO DE EVALUACIONES	CONDICIONES		PORCENTAJE	
		CUMPLE	NO CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE
PARÁMETROS SÍSMICOS	10	3	7	7.143	16.667
PARÁMETROS ESTRUCTURALES	10	10	0	23.81	0
CARGAS	6	4	2	9.524	4.762
DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	3	3	0	7.143	0
IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES	13	12	1	28.571	2.381
TOTAL	42	32	10	76.19	23.81

Interpretación:

Debido al análisis de datos del cuadro N°7, la cual se manifiesta que de un total de 42 parámetros de diseño evaluados, actualmente 32 cumplen con los parámetros del reglamento nacional de edificaciones (E-0.20, E-0.30, E-0.60) y 10 no cumplen con dichos parámetros.

Los parámetros evaluados son los siguientes: parámetros sísmicos, parámetros estructurales, cargas, dimensiones de los elementos estructurales e irregularidades estructurales.

Los parámetros mencionados, fueron registrados en el instrumento guía de observaciones mediante la visita In situ.

Debido a que desde la fecha de diseño de la edificación hasta la actualidad, se ha presentado actualizaciones en la norma de diseño sismorresistente. Teniendo como consecuencia cambios en los factores y parámetros sísmicos la cual produjo que el coeficiente del cortante basal aumentará en un 15.55 % con la que fue diseñado.

TABLA N° 7 Ductilidad de las secciones sometidos a flexión

Ductilidad de las secciones sometidas a flexión			
Elemento	Ductilidad μ	Porcentaje	
		%	Acum. %
Viga 101	6.95	14.05	14.05
Viga 102 a 107 A-A	7.77	15.71	29.76
Viga 102 a 107 B-B	5.53	11.18	40.94
Viga 108 - V 109 A-A	12.32	24.91	65.85
Viga 108 - V 109 B-B	8.04	16.26	82.11
Viga 108 - V 109 C-C	8.85	17.89	100
Total	49.46	100	

Interpretación:

La ductilidad de un elemento, es la base fundamental para determinar el comportamiento de la estructura. Siendo así se procedió a calcular las ductilidades de acuerdo al momento curvatura del elemento.

En el cuadro N°8, muestra las ductilidades de cada sección analizadas obteniendo un total de 49.46 de ductilidad. La sección con mayor porcentaje de ductilidad es la viga 108 – 109 A-A teniendo 12.32 con un porcentaje de 24.91% del total. Asimismo la sección con menos ductilidad es la viga 102 – 107 A –A de 5.53 (11.18%).

En general la estructura presenta una adecuada ductilidad en todas las secciones sometidas a flexión.

Asimismo, se afirma que estas ductilidades evaluadas no generarían del todo un comportamiento adecuado en conjunto con la estructura, pues bien éstas varían en función del confinamiento que pueden tener la viga y columna, entre otros.

Se determinó el punto de desempeño de la estructura, mediante el método del espectro capacidad establecido por el ATC-40 y el FEMA

440, la cual se muestra en la siguiente figura:

FIGURA N° 23 Curva de capacidad

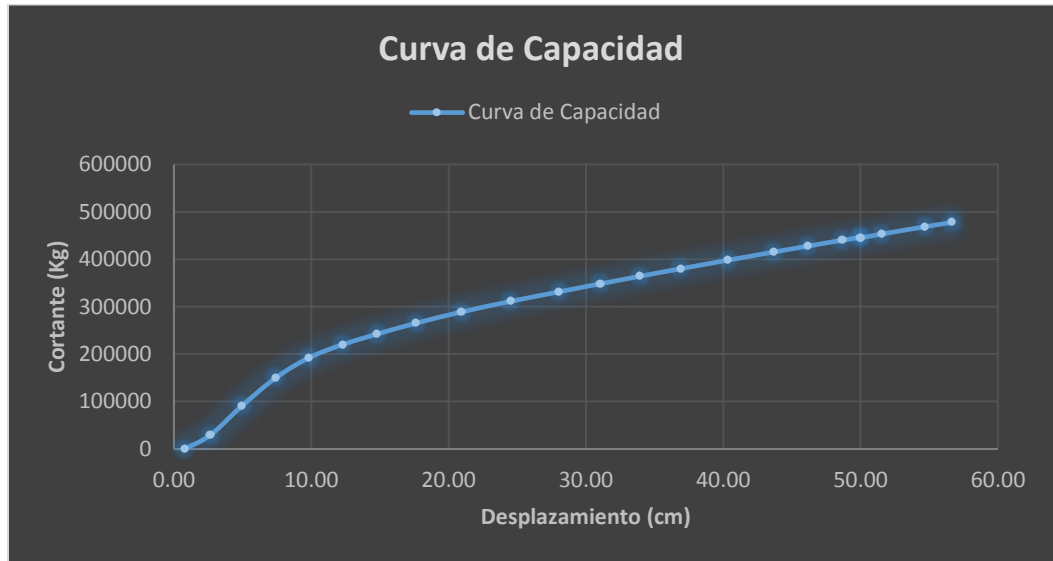
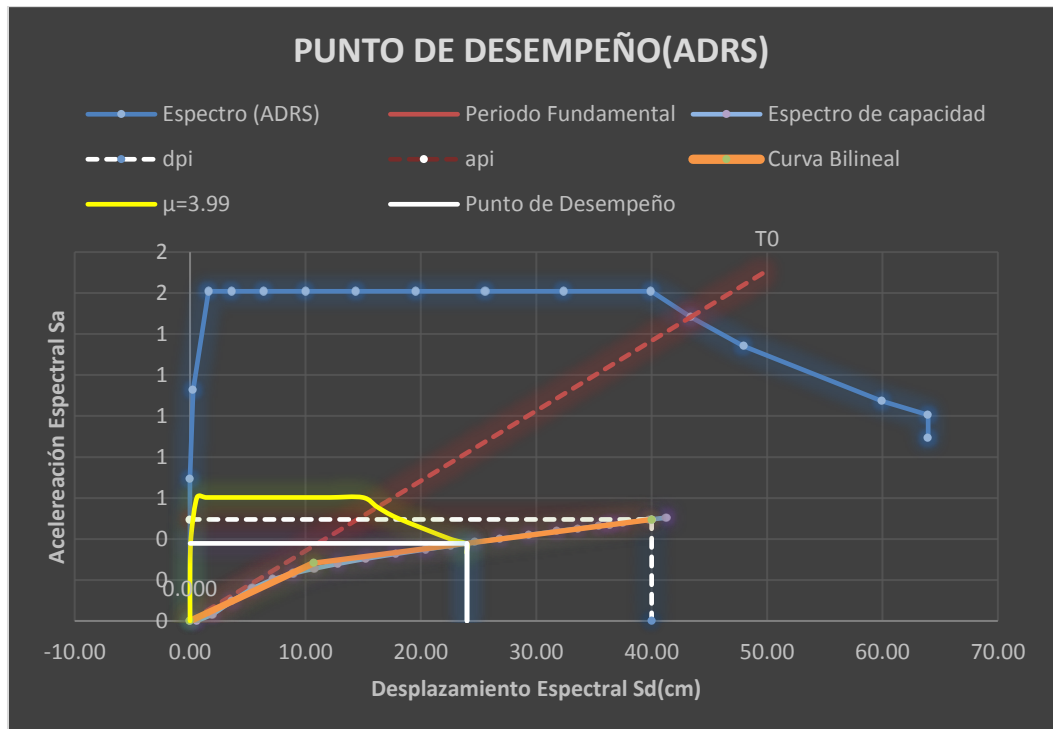


FIGURA N° 24 Punto de Desempeño



Fuente: Elaboración propia

La intersección del espectro de aceleraciones, que fue reducido en función de la ductilidad y la curva Bilineal creado de la curva de capacidad nos permite determinar el punto de desempeño de la estructura. Ver Anexo 10.

El límite de desplazamiento para determinar el nivel de desempeño fue

la siguiente:

$$\Delta FE = 10.70 \text{ cm} \quad ; \quad \Delta p = 29.30 \text{ cm}$$

TABLA N° 8 Nivel de desempeño

NIVEL DE DESEMPEÑO	LÍMITE DE DESPLAZAMIENTO
OPERACIONAL	10.70 cm
FUNCIONAL	19.49 cm
SEGURIDAD DE VIDA	28.28 cm
PRE-COLAPSO	34.14 cm
COLAPSO	40 cm

Fuente: Elaboración propia

Interpretación:

El desplazamiento máximo que alcanza la estructura debido al análisis estático no lineal, es de 40 cm. Presentando un desplazamiento elástico de 10.70 cm, menor que el desplazamiento inelástico de 29.30 cm que tiene la estructura. Es por ello que la estructura frente a cargas sísmicas tendrá el 73.25% del comportamiento inelástico.

El desempeño de la estructura que está en función del desplazamiento que alcanza la estructura se encuentra entre el nivel de desempeño Funcional y seguridad de vida. Debido a que el punto de desempeño tiene un desplazamiento de 24 cm.

Asimismo se espera que la estructura tenga un comportamiento inelástico cuando supere los 10.70 cm de desplazamiento. Obteniendo como ductilidad total del sistema de 2.243. La cual se considera como demanda de ductilidad moderada referenciado por el ATC – 40.

IV. DISCUSIÓN

- Los resultados de la presente investigación se determinaron mediante la aplicación de instrumentos de análisis así como el software Etabs 2016 y con el apoyo de hojas de cálculo de Excel. Es por ello que se discutirán los resultados de la investigación por medio de normas nacionales como internacionales.

De acuerdo a los parámetros de la edificación que se evaluaron, en donde la recolección de datos se desarrolló en una guía de observaciones. Las cuales se evaluaron parámetros sísmicos, parámetros estructurales, cargas, dimensiones de los elementos estructurales y las Irregularidades estructurales. Estos llegaron a cumplir un 76.19%, dejando un 23.81% que no cumplen.

Por parte a las evaluaciones de los parámetros sísmicos, un 70% no cumplen con las especificaciones y parámetros establecidos en la norma técnica de diseño sismorresistente E-0.30. La cual conlleva a un aumento de la cortante basal de un 15.55% y con ello aumentar los drift y desplazamientos de la estructura. Ver anexo N°7.

En las evaluaciones de los parámetros estructurales el 100% cumplen con la norma técnica de concreto armado E-0.60. Debido a que se tomaron la misma fuerza a compresión del concreto, fuerza a tracción del acero. Asimismo la elasticidad tanto del concreto como el del acero se tomó como indica la norma técnica. La norma internacional ATC – 40 establece requisitos necesarios para evaluar una estructura, estos están en función de los planos originales del edificio. Debido a que en la investigación se cuentan con los planos originales debidamente entregados por el/la representante y/o propietario del edificio, los ensayos para determinar la fuerza de concreto así como la fuerza de fluencia de los elementos estructurales, menciona que no son necesarios para esos casos. Asimismo como la estructura tiene 3 años de vida útil aún y que durante su funcionamiento no sean registrados sismos de gran magnitud en el lugar se hace aún

menos necesarios.

En lo que respecta a las cargas que establecen la norma técnica de cargas E -0.20. El 66.67% cumplen, el porcentaje restante no cumplen ya que en los planos originales de la edificación muestran y establecen una sola carga de 250 Kg/cm² para todos los niveles del edificio; es por ello que presentando diferentes ocupaciones o uso para cada nivel estos varían en función de los niveles. Asimismo esta diferencia de peso, agranda el esfuerzo cortante y con ello aumenta las derivas del edificio.

De los tres elementos estructurales evaluados respecto a sus dimensiones, el 100% cumplen en función a lo establecido en los planos originales del edificio. Ya que se realizó visitas al edificio y se encontraron las dimensiones de los elementos estructurales tal como indican en los planos originales.

Por otro lado las dimensiones de las secciones de las vigas principales ubicados en la luz más larga son menores a los pre dimensionamientos realizados, en base a la norma de concreto armado E-0.60 y a experiencias de ingenieros para el cálculo.

Y por ultima parte se evaluaron las irregularidades de la estructura, teniendo como el 92.31% que cumplen con los parámetros establecidos en la norma técnica de diseño sismorresistente E-0.30. Y un 7.69% que no cumplen. Debido a que se tomó como irregularidad existente llamado diafragmas rígidos, esto a que el edificio presenta diversas aberturas que pueden alterar la rigidez del edificio y aumentar los desplazamientos de la estructura.

- Mediante el análisis realizado de los desplazamientos del edificio, en función al análisis estático lineal, análisis dinámico lineal y análisis estático no lineal; alcanzado este último un desplazamiento de 24 cm en el mismo punto que el análisis dinámico lineal (Azotea).

La diferencia que existe entre los desplazamientos obtenidos de ambos análisis mencionados, es a que en el análisis dinámico

lineal se trabaja con un factor de reducción sísmica R , que al dividirlo a la cortante basal del edificio este va a tener un comportamiento inelástico. Debido a esto es que los desplazamientos determinados en el análisis dinámico lineal son aproximaciones que en algunos casos el factor de reducción sísmica suele ser incorrecto.

- El punto de desempeño sísmico determinado de acuerdo al ATC – 40 y al FEMA 440, método de espectro capacidad. Está ubicado en el rango inelástico y tiene como nivel de desempeño control de daño (Funcional) y seguridad de vida, para un sismo de diseño con un periodo de retorno de 50 años y una probabilidad de excedencia del 10%. La cual en las normas que se tomaron como base fundamental de esta investigación establece que para un sismo de diseño el edificio de uso básico presentara fallas como grietas en los elementos no estructurales y fisuras en los elementos estructurales, afectando funcionamiento del edificio que puede llegar a cerrar temporalmente para las reparaciones.

V. CONCLUSIÓN

1. El desempeño sísmico del edificio para un sismo de diseño que tiene el 10% de excedencia en 50 años es de funcional a seguridad de vida, establecido por el ATC-40. La cual para un edificio de uso básico cumple con lo establecido en dicha norma.
2. Los parámetros de la estructura fueron registrados en la guía de observación mediante una visita In Situ al edificio en la cual se concluye, que los parámetros que no cumplen son los parámetros sísmicos con un total de 16.68% de los 10 parámetros sísmicos evaluados de un total de 42 parámetros analizados. Es por ello que la estructura no puede alcanzar las derivas máximas establecidas en la norma técnica peruana de diseño sismorresistente.
3. El desplazamiento inelástico que alcanza la estructura es de 24 cm en el nivel más elevado del edificio. Presentando en la gran mayoría de los elementos resistentes de la estructura rotulas en los extremos de las columnas con el nivel Funcional, y que va aumentando el nivel de desempeño hasta presentar rotulas del nivel de colapso.
4. El edificio presenta ciertas debilidades en la parte de diseño de los elementos estructurales, la cual se dejó notar al momento de determinar la curva de capacidad; ciertamente se observó que la relación demanda capacidad de los elementos vigas - columnas son mayores 1.
5. Las secciones sometidas a flexión presenta una ductilidad mayor a los 5.53, siendo este la ductilidad de la viga principal (V102-V109). La ductilidad obtenida de la curva de capacidad, que analiza la estructura en conjunto, presenta una ductilidad moderada de 2.243 debido a que no se tiene un adecuado confinamiento de viga – columna.

VI. RECOMENDACIONES.

- Siendo el tema del análisis estático no lineal medianamente complejo, se deberá de hacer el uso de este procedimiento en 3 etapas, visita al edificio y verificación de la estructura, verificación de los elementos estructurales correspondiente al diseño de acuerdo a la norma técnica de concreto armado E-0.60. y comprobarlos con el ACI 318-14, finalmente verificar el nivel de desempeño teniendo en cuenta los muros estructurales con un comportamiento no lineal.
- Debido a que el edificio en estudio presenta elementos estructurales irregulares como columnas en forma de T y L, así como también muros estructurales irregulares, se deberá hacer una comprobación manual del diseño de cada uno de los elementos que lo compone el edificio. Esto con la finalidad de corroborar la fallas por capacidad de ratio que presenta el modelamiento en el programa Etabs del edificio.
- En el modelamiento de la estructura no se tuvo en consideración el comportamiento no lineal de los muros estructurales debido a que todos los muros que conforman el edificio presentan un ancho mínimo de 15 cm. Teniendo poco espacio para el confinamiento entre las vigas y muros la cual generarían automáticamente rotulas en los extremos de estos elementos.

VII. PROPUESTA

Siendo el tema del análisis estático no lineal medianamente complejo, se deberá de hacer el uso de este procedimiento en 3 etapas, visita al edificio y verificación de la estructura, verificación de los elementos estructurales correspondiente al diseño de acuerdo a la norma técnica de concreto armado E-0.60. y comprobarlos con el ACI 318-14, finalmente verificar el nivel de desempeño teniendo en cuenta los muros estructurales con un comportamiento no lineal.

Debido a inconvenientes presentados en el análisis sísmico estático no lineal, se describe las siguientes propuestas con la finalidad de mejorar el comportamiento y desempeño de la edificación.

En el anexo N°11, predimensionamiento de las secciones de la viga; las dimensiones de la viga no llegaron a cumplir con el mínimo requerido es por ello que necesariamente se deberá de aumentar el peralte real de la viga a 80 cm y por consiguiente el ancho a 40 cm como mínimo.

La necesidad de aumentar las secciones de la viga hace que se agranden las dimensiones de las columnas, debido a que estas ejercerán mayor carga sobre el elemento de apoyo.

Aumentar las dimensiones de los elementos estructurales generaran una mayor rigidez al edificio y con ello disminuir los desplazamientos relativos y alcanzar con el mínimo desplazamiento relativo de entrepiso (Drift).

Es por ello que se vio conveniente que la estructura se agrande las dimensiones con diferentes técnicas de reforzamiento las cuales se mencionan a continuación:

a) Reforzado con hormigón

En este caso el reforzamiento suele ser menos costoso que las demás técnicas, consiste en hacerle un encamisado al elemento a reforzar y rellenarle con concreto armado

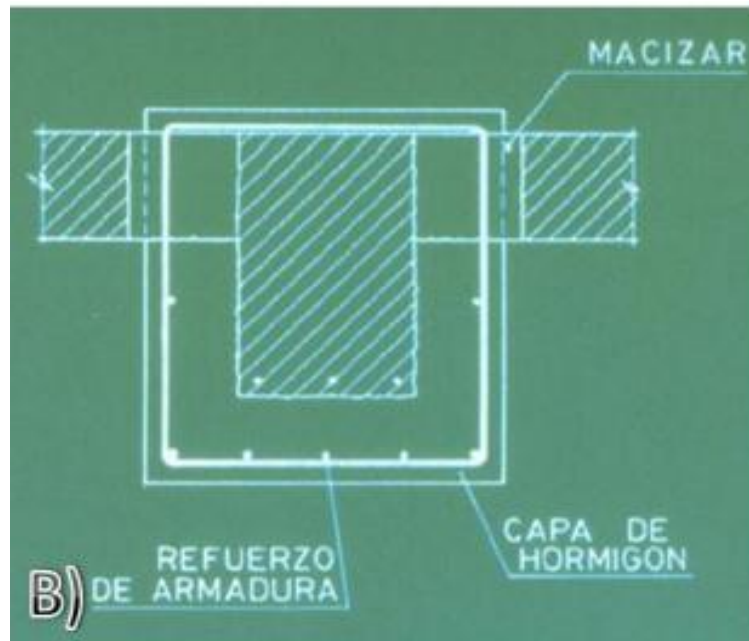
El ensanchamiento del elemento aumenta en gran proporción su rigidez y su resistencia. Asimismo su desempeño frente al fuego es adecuado a comparación con las otras técnicas.

Para obtener una buena adherencia entre el concreto existente y el

nuevo se deberá de quitar el recubrimiento, dejando la parte de contacto limpio y áspero con la finalidad de alcanzar el desempeño monolítico que se requiere.

Asimismo el material de relleno del nuevo concreto deberá de ser lo suficientemente resistente y tener un comportamiento expansivo para facilitar con el proceso constructivo (Belizario, 2017, p.16).

FIGURA N° 25 Encamisados en base de hormigón

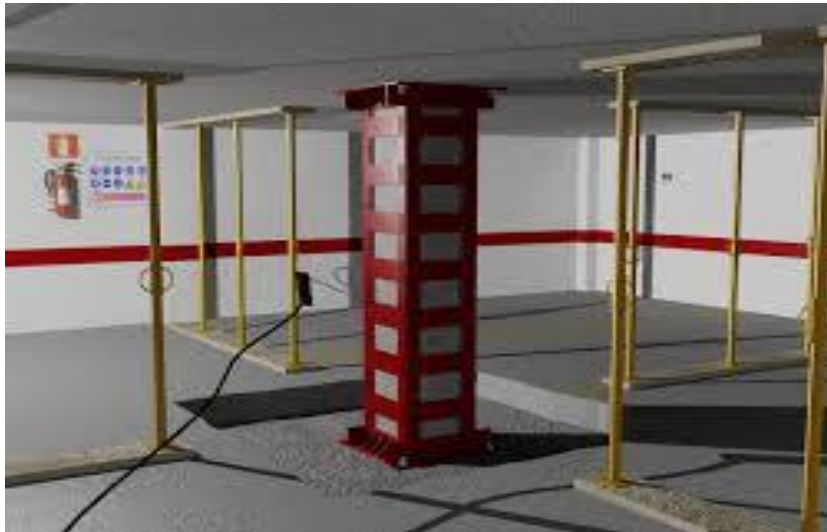


Fuente: Casas, 2012.

b) Reforzamiento con encamisado metálico

“El reforzamiento mediante encamisado metálico es muy habitual, y consta básicamente del uso de chapas metálicas o perfiles .Las chapas metálicas se adhieren a la estructura existente y los perfiles metálicos son unidos a los nudos de la estructura, convirtiendo la sección en un elemento mixto. Al igual que el recrecido mediante hormigón armado, se trata de un sistema de refuerzo muy eficaz en términos estructurales que permite incrementar considerablemente la rigidez y resistencia del elemento original” (Rincón, 2014, p. 8).

FIGURA N° 26 Encamisado de columna



Sika, 2016.

c) Refuerzo con material compuesto

Este tipo de reforzamiento el material está en base de fibras de carbono, en algunos casos se reemplaza con vidrio, cerámica, etc.

Estos materiales aportan al edificio una mayor rigidez y resistencia, aumentando su capacidad a flexión y a corte. En tanto al tiempo este método suele desarrollarse a menor tiempo que los demás.

En este método el costo suele elevarse proporcionalmente debido al tamaño que se va requiere alcanzar. Asimismo, si se trata de peso este material es de característica ligero y su peso es mínimo. Por todo lo mencionado no se recomienda para este caso el reforzamiento de las vigas con este material.

FIGURA N° 27 Encamisado con fibras de carbono



Sika carboDur, 2014.

Por otra parte para mejorar el comportamiento sísmico y estructural del edificio debido a la causa mencionado anteriormente, se propone el refuerzo con dispositivos antisísmicos como son los disipadores, una herramienta que en la actualidad viene siendo muy utilizada para reforzar edificaciones existentes. Este dispositivo ayuda a alcanzar los desplazamientos deseados, disipando las energías provenientes de los sismos en toda la estructura.

El disipador de energía de tipo SBL (Shear Link Bozzo), es capaz de absorber grandes energías sísmicas de una magnitud mínima de un sismo severo; asimismo mediante ensayos realizados en el país y fuera del Perú, estos garantizan el funcionamiento continuo del edificio.

Desde el punto de vista estructural los disipadores sísmicos SLB trabajan con desplazamiento mínimos de hasta 1mm. Estos disipadores reducen considerablemente el periodo fundamental de vibración del edificio y logra que el sistema sea rígido y dúctil a su vez.

FIGURA N° 28 Disipadores SLB



Fuente: Bozzo, 2016.

VIII. REFERENCIAS

- ALCÁNTARA, Kelly y NALVARTE, Carlos. Desempeño estructural aplicando la norma ATC-40 para el reforzamiento del pabellón “Monoblock” del Instituto nacional de Salud del Niño (Breña-Lima). Tesis (Título de Ingeniero Civil). Lima: Universidad San Martín de Porres, Escuela profesional de Ingeniería civil, 2016, 111pp.
- ALLAUCA, Leonidas. Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cinco pisos diseñados con las normas peruanas de edificaciones. Tesis (Título de Ingeniero Civil). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, 2006, 109pp.
- APPLIED technology council (Estados Unidos). ATC-40, de 1996: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. California: ATC, 1996, 334pp.
- BOLAÑOS, Ana y MONROY, Omar. Espectros de peligro sísmico. Tesis (Magíster en Ingeniería Civil). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Escuela de Ingeniería civil, 2004, 133pp.
- BORDA, Luis y PASTOR, Adolfo. Desempeño sísmico de un edificio aporticado peruano de seis pisos. Tesis (Título de ingeniero Civil). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, 2007, 60pp.
- CHUNQUE, Juan. Nivel de desempeño sísmico del edificio “A” de la Universidad Privada del Norte – Sede Cajamarca. Tesis (Título de ingeniero Civil). Cajamarca: Universidad Nacional de Cajamarca, Facultad de Ingeniería, 2013, 88pp.
- DEL RE, Gianina. Evaluación de los métodos de análisis estático no-lineal para determinar el desempeño sísmico de estructuras aporticadas de concreto armado. Tesis (Master de ingeniería Civil). Caracas: Universidad Central de Venezuela, Facultad de Ingeniería, 2006, 124pp.
- DÍAZ, Leonardo y SANTOS, Dennis. Desempeño sísmico de

un edificio aporticado de cuatro pisos diseñado con el reglamento nacional de edificaciones y aceptando una deriva máxima de 1%. Tesis (Título de Ingeniero Civil). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, 2013, 86pp.

- ELNASHAI, Amr y DI SARNO, Luigi. Fundamentals of earthquake engineering. [Reino Unido]: West Sussex, 2008. pp.1. ISBN: 9780470024836
- FAJARDO, César. Evaluación estructural de una de las edificaciones del hospital Edgardo Rebagliati Martins usando el método del espectro de capacidad. Tesis (Título de Ingeniero Civil). Lima: Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil, 2012, 75pp.
- FEDERAL Emergency Management Agency (Estados Unidos). FEMA 440, de 2005: Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. Washington: FEMA, 2005, 392pp.
- GÁLVEZ, Víctor. Evaluación del desempeño sismorresistente usando análisis no lineal en el tiempo. Tesis (Título de Ingeniero Civil). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, 2011, 60pp.
- INTOR, Kharilin y MARTOS, Carlos. Desempeño sísmico del módulo "A" de la I.E. San Ramón en la ciudad de Cajamarca-2017. Tesis (Título de Ingeniero Civil). Cajamarca: Universidad Privada del Norte, Facultad de Ingeniería, 2017, 130pp.
- MARÍN, Fredy. Determinación de la vulnerabilidad sísmica de los pabellones 1 y 2 de la I.E. estatal Ramón Castilla y Marquesado del distrito de Jaén - Cajamarca. Tesis (Título de Ingeniero Civil). Cajamarca: Universidad Nacional de Cajamarca, Facultad de Ingeniería, 2014, 77pp.
- MARTE, Celio. Calibración de umbrales de daño sísmico para el análisis de fragilidad sísmica de estructuras de

hormigón armado mediante análisis estático no lineal (“Push-Over”). Tesis (Master de ingeniería estructural y de la construcción). Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña, Facultad de Ingeniería de la construcción, 2014, 127pp.

- MINISTERIO de Vivienda, Construcción y Saneamiento (Perú). NTP E.030, de 2016: Diseño Sismo Resistente. Lima: MVCS, 2016,32pp.
- NAVARRO, César y FERNÁNDEZ, Jhonny. Desempeño sísmico de un edificio aporricado de seis pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones. Tesis (Título de Ingeniero Civil). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, 2007, 93pp.
- VERGARA, Victoria y ZEVALLOS, Mario. Análisis sísmico por desempeño estático no lineal de un edificio de 6niveles en la ciudad de Trujillo, La Libertad. Tesis (Título de Ingeniero Civil). Trujillo: Universidad Privada Antenor Orrego, Facultad de Ingeniería, 2014, 81pp.
- VILLANUEVA, Guillermo. Diseño sísmico por desempeño aplicado a un edificio de hormigón armado. Tesis (Título de Ingeniero Civil). Valdivia: Universidad Austral de Chile, Facultad de Ciencias de la Ingeniería, 2009, 89pp.
- ZELAYA, Víctor. Estudio sobre diseño sísmico en construcciones de adobe y su incidencia en la reducción de desastres. Tesis (Grado académico de maestro en gerencia de la construcción moderna). Lima: Universidad Nacional Federico Villareal, Escuela post-grado de maestría en gerencia de la construcción moderna, 2007, 153pp.

Anexos

Anexo N°1 Matriz de consistencia

MATRIZ DE CONSISTENCIA

TÍTULO:

“DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO UBICADO EN EL JIRON MANUEL RUIZ MANZANA 32 LOTE 10 – 10A – 1A, DISTRITO DE CHIMBOTE - 2018”

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

DISEÑO DE SÍSMICO Y ESTRUCTURAL

DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA:

Los diversos acontecimientos sísmicos como el sismo ocurrido en Norbrige, han brindado establecer nuevos conocimientos sobre el comportamiento de los edificios frente a cargas sísmicas **(Marte, 2014, p.1)**.

Por otra parte, la ocurrencia de los sismos en los últimos años como el ocurrido en el año 2007, Terremoto en Pisco-Ica. Causaron grandes pérdidas de vidas, daños en los edificios y estructuras colapsadas. Debido a deficiencias en el diseño de los elementos estructurales y un análisis previo de los suelos.

Asimismo las edificaciones de la ciudad de Chimbote pueden llegar a tener un mal comportamiento estructural ante la ocurrencia de un evento sísmico debido a que se han venido diseñando y construyendo con normas antiguas, sin conocer cuál podría ser el máximo desempeño del edificio.

Es por ello que los avances en la ingeniería sísmica en la actualidad, nos permite analizar y conocer el comportamiento de la estructura más aproximado a la realidad. Pudiente determinar los desempeños de las edificaciones frente a las aceleraciones del suelo **(Gálvez, 2011, “Resumen”, párr.1)**.

FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	DIMENSIONES	INDICADORES	INSTRUMENTO
¿Cuál será el desempeño sísmico de una edificación de concreto armado del distrito de Chimbote en el 2018?	<p>Objetivo General:</p> <p>Determinar el desempeño sísmico de una edificación de concreto armado del distrito de Chimbote en el 2018</p>	Implícita	CURVA DE CAPACIDAD	<ul style="list-style-type: none"> - Fuerza Cortante Basal (V). - Desplazamientos Laterales de la Edificación en el Nivel más Elevado (Δ). 	Guía de Observaciones
	<p>Objetivos Específicos:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Analizar los parámetros de diseño de la edificación, de acuerdo a lo estipulado por el reglamento nacional de edificaciones. 		ESPECTRO DE CAPACIDAD	<ul style="list-style-type: none"> - Desplazamiento Lateral (S_d). - Aceleración de la estructura (S_a). 	Guía de Observaciones
	<ul style="list-style-type: none"> - Determinar el desplazamiento de la edificación, mediante el análisis estático no-lineal. 		ESPECTRO DE DEMANDA	<ul style="list-style-type: none"> - Pseudo aceleración de acuerdo a la NTP. E-0.30. 	Guía de Observaciones
	<ul style="list-style-type: none"> - Determinar el punto de desempeño sísmico mediante el método espectro capacidad – demanda. 		PUNTO DE DESEMPEÑO	<ul style="list-style-type: none"> - Espectro de Capacidad - Espectro de Demanda 	Guía de Observaciones

Anexo N°2 Ubicación del edificio

Figura N°1. Edificio de Concreto Armado (Inversiones Cubas)



Fuente: Elaboración Propia.

Figura N°2. Edificio de Concreto Armado (Inversiones Cubas)



Fuente: Elaboración Propia.

Anexo N°3 Diseño Sismorresistente (E-0.30)

Tabla N°1 Factores de Zona.

FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: Sencico, 2016.

Tabla N°2 Zonificación Sísmica.

REGIÓN (DEPARTAMENTO)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
ANCASH	SANTA	CÁCERES DEL PERÚ	3	TRES DISTRITOS
		MACATE		
		MORO		
		CHIMBOTE	4	SEIS DISTRITOS
		COISHCO		
		NEPEÑA		
		NUEVO CHIMBOTE		
		SAMANCO		
		SANTA		

Fuente: Sencico, 2016.

Tabla N°3 Factor de Suelo.

FACTORES DESUELO				
SUELO ZONA	S_0	S_1	S_2	S_3
4	0.80	1.00	1.05	1.10
3	0.80	1.00	1.15	1.20
2	0.80	1.00	1.20	1.40
1	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: Sencico, 2016.

Tabla N°4 Períodos “Tp” y “TL”

PERÍODOS Tp y TL				
	S_0	S_1	S_2	S_3
Tp(s)	0.30	0.40	0.60	1.00
TL (s)	3.00	2.50	2.00	1.60

Fuente: Sencico, 2016.

Tabla N°5 Factor de Amplificación (C).

FACTOR DE AMPLIFICACIÓN	
Período	C
$T < T_p$	2.5
$T_p < T < T_L$	$2.5 \times \left(\frac{T_p}{T}\right)$
$T > T_L$	$2.5 \times \left(\frac{T_p \times T_L}{T^2}\right)$

Fuente: Sencico, 2016.

Tabla N°6 Categoría de las edificaciones y Factor de uso.

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR “U”		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
B EDIFICACIONES IMPORTANTES	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas como cines, teatros, estadios, coliseos, CENTROS COMERCIALES , terminales de pasajeros o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas.	1.30

Fuente: Sencico, 2016.

Tabla N°7 Categoría y Sistema Estructural.

CATEGORÍA DE LA EDIFICACION	ZONA	SISTEMA ESTRUCTURAL
B EDIFICACIONES IMPORTANTES	4,3,2	Estructuras de cero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF Estructuras de Concreto Armado: Pórticos, SISTEMA DUAL , Muros de concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada. Estructuras de Madera.
	1	Cualquier Sistema.

Fuente: Sencico, 2016.

Tabla N°8 Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R_o).

SISTEMAS ESTRUCTURAL DE CONCRETO ARMADO	
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción
Pórticos	8
Dual	7
De muros Estructurales	6
Muros de Ductilidad Limitada	4

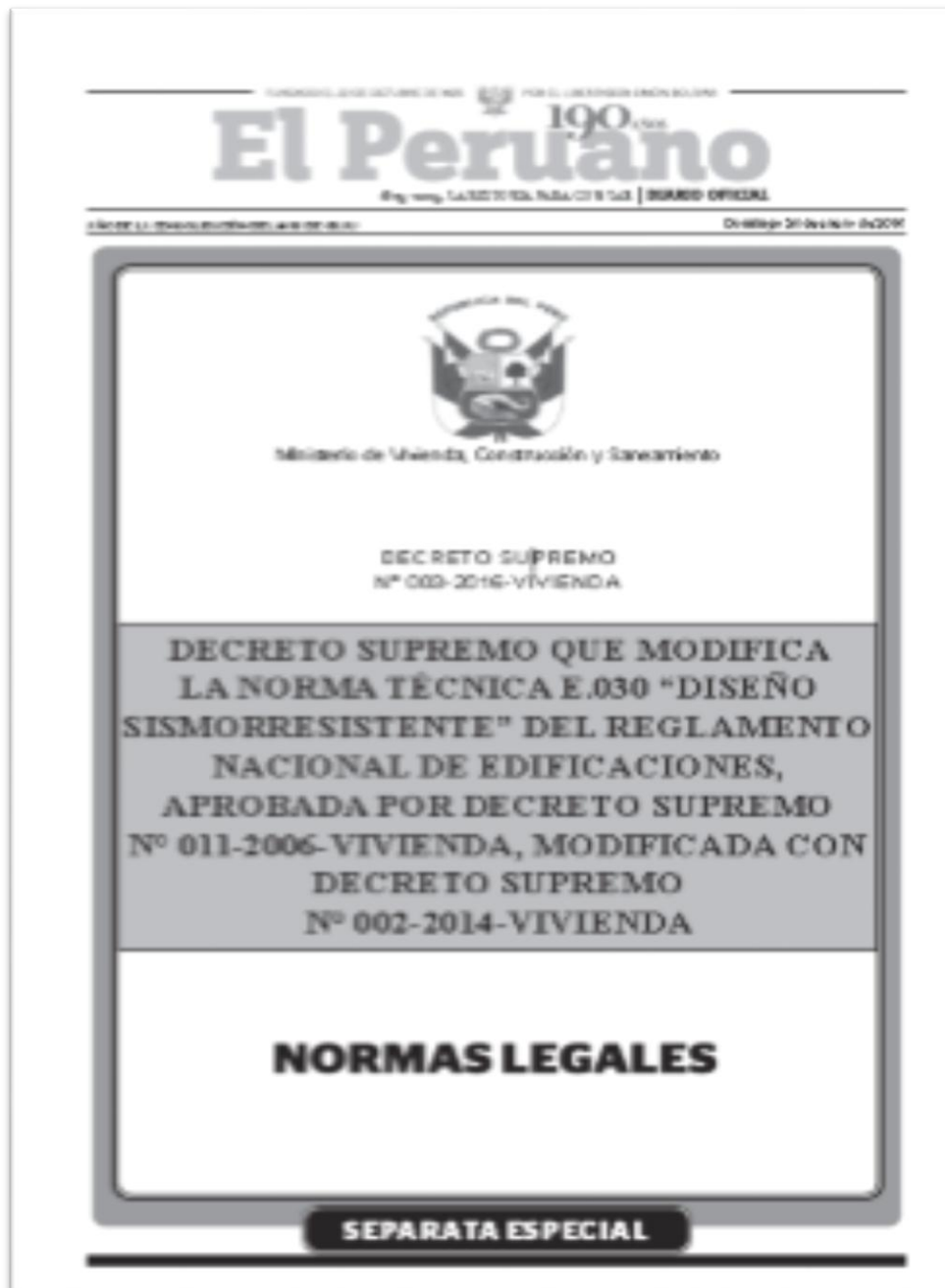
Fuente: Sencico, 2016.

Tabla N°9 Restricciones a las Irregularidades.

CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
B Edificaciones Importantes	4,3,2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones

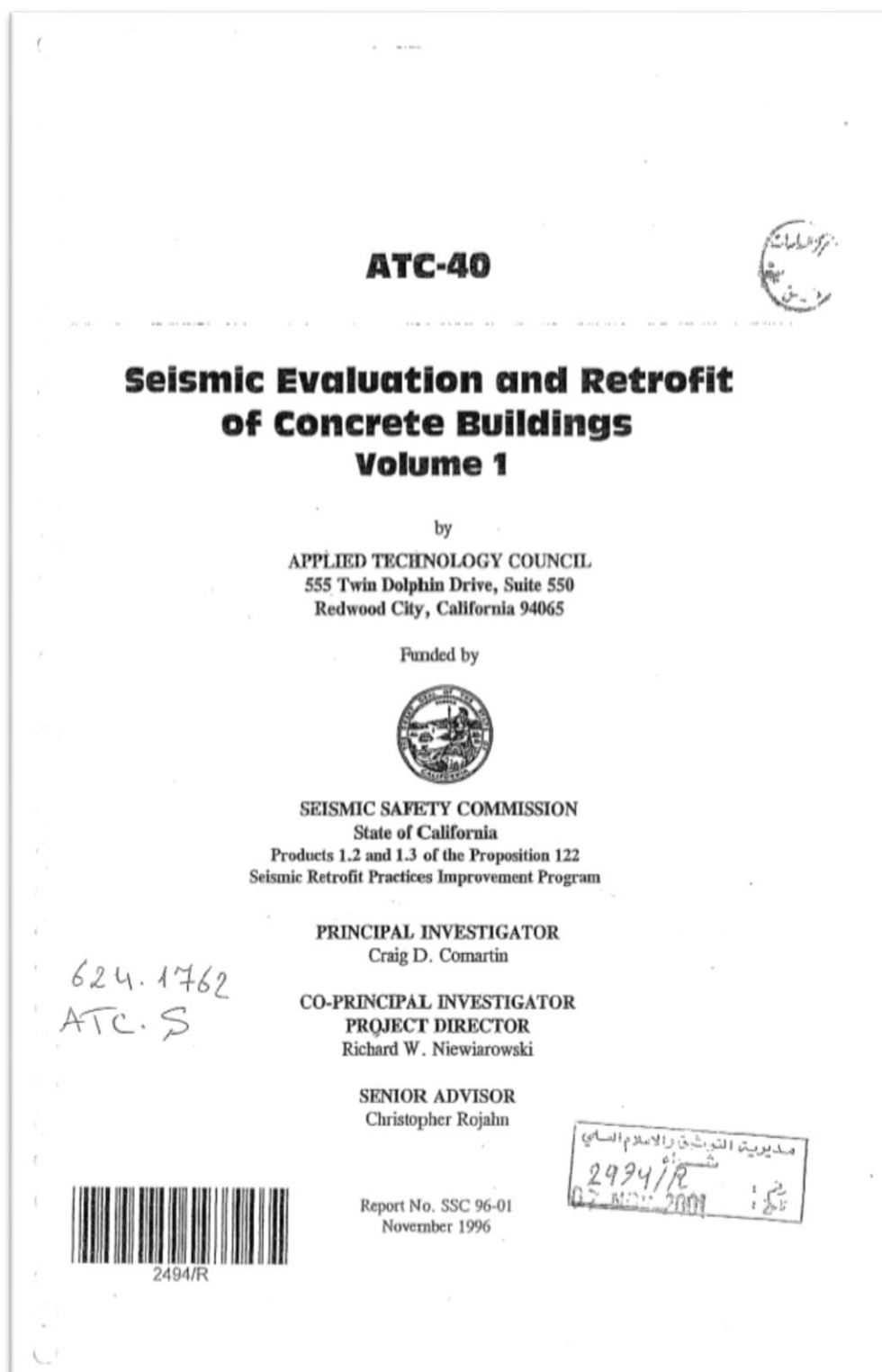
Fuente: Sencico, 2016.

Figura N°1. Norma Técnica “Diseño Sismorresistente”



Fuente: Sencico, 2016.

Figura N°2. Evaluación sísmica y modernización de edificios de hormigón volumen 1



Fuente: Applied Technology Council, 1996.

Figura N°3. Requisitos de fuerza lateral recomendados y comentario



Fuente: Structural Engineers Association of California, 1995.

Anexo N°4 Instrumento

Anexo N°4.1. Guía de Observación

INSTRUMENTO: GÚIA DE OBSERVACIÓN	
1. DATOS GENERALES	
<ul style="list-style-type: none">- De acuerdo a la norma técnica peruana E-0.20 se determinó las cargas estáticas.- De acuerdo a la norma técnica peruana E-0.30 se determinó los parámetros sísmicos.	
1.1. Título:	
1.2. Autor:	
1.3. Fecha:	
1.4. Dirección	
1.5. Distrito:	1.6. Provincia:
1.7. Departamento:	1.8. Año del Proyecto:
1.9. Número de Pisos:	1.10. Altura del Edificio:
1.11. Área del Proyecto:	1.12. Área techada:
1.13. Uso:	
1.14. Propietario:	

2. PARÁMETROS SÍSMICOS (NTP E-0.30)		
PARÁMETROS		VALOR
2.1. ZONIFICACIÓN	Zona 4	
2.2. FACTOR DE SUELO		
2.3. PERIODOS	Periodo Fundamental (T)	
	Período que define la Plataforma del factor c (Tp)	
	Período que define el inicio de la Zona del factor c (TL)	
2.4. FACTOR DE AMPLIFICACIÓN	Factor de Amplificación Sísmica (C)	
2.5. CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN	Uso (U)	
2.6. SISTEMA ESTRUCTURAL	Dual	
2.7. DISTORSIÓN DE ENTRE PISO	Concreto Armado	
2.8. SEPARACIÓN ENTRE EDIFICIOS	Separación sísmica (S)	

3. PARÁMETROS ESTRUCTURALES			
Descripción	Elementos Estructurales	Valores	Unidades
3.1. Concreto			
3.1.1. Resistencia a la compresión (F'c)	Losa		Kg/cm ²
	Vigas		
	Columnas		
	Muros Estructurales		
3.1.2. Peso Unitario del Concreto			Kg/m ³
3.1.3. Módulo de la elasticidad del concreto			Tn/cm ²
3.1.4. Coeficiente de Poisson			-
3.2. Acero de Refuerzo			
3.2.1. Peso Unitario del Acero			Kg/m ³
3.2.2. Módulo de Fluencia (A615 G60)			Kg/cm ²
3.2.3. Módulo de la elasticidad del acero (A615 G60)			Tn/cm ²

4. CARGAS (E-0.20)		
4.1. Cargas Muertas		
Descripción	Valor	Unidades
4.1.1. Peso específico del Concreto Armado		Kg/m^3
4.1.2. Peso de Tabiquería		Kg/m^3
4.1.3. Losa Aligerada		Kg/m^2
4.2. Cargas Vivas		
Ocupación o uso	Valor	Unidades
4.2.1. Comercio		Kg/m^2
4.2.2. Corredores y Escaleras		Kg/m^2
4.2.3. Azotea		Kg/m^2

5. DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES		
Tipo de elemento	SECCIÓN	
	b (cm)	h (cm)

6. IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES				
Irregularidad	Descripción	Presenta	No Presenta	Factor la y lp
6.1. EN ALTURA	Irregularidad de Rigidez – Piso Blando			
	Irregularidad de Resistencia – Piso Débil			
	Irregularidad Extrema de Rigidez			
	Irregularidad Extrema de Resistencia			
	Irregularidad de Masa o Peso			
	Irregularidad Geométrica Vertical			
	Discontinuidad en los sistemas Resistentes			
	Discontinuidad extrema de los sistemas Resistentes			
6.2. EN PLANTA	Irregularidad Torsional			
	Irregularidad Torsional Extrema			
	Esquinas Entrantes			
	Discontinuidad del Diafragma			
	Sistemas no Paralelos			

Anexo N°5 Validez y Confiabilidad

OFICINA ACADEMICA DE INVESTIGACION

Estimado Validador: ING. GONZALO MIGUEL LEÓN DE LOS RÍOS

Me es grato dirigirme a Usted, a fin de solicitarle su inapreciable colaboración como experto para validar la ficha técnica, el cual será aplicado al: **Edificio de concreto armado ubicado en el jirón Manuel Ruiz Manzana 32 lote 10-10A-1A, distrito de Chimbote-2018**, seleccionada, por cuanto considero que sus observaciones y subsecuentes aportes serán de utilidad.

El presente instrumento tiene como finalidad recoger información directa para la investigación que se realiza en los actuales momentos, titulado:

“DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO UBICADO EN EL JIRÓN MANUEL RUÍZ MANZANA 32 LOTE 10 – 10A – 1A, DISTRITO DE CHIMBOTE – 2018”

Esto como objeto de presentarla como requisito para obtener

EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

Para efectuar la validación del instrumento, Usted deberá leer cuidadosamente cada enunciado y sus correspondientes alternativas de respuesta, en donde se pueden seleccionar una, varias o ninguna alternativa de acuerdo al criterio personal y profesional del actor que corresponda al instrumento. Por otra parte se le agradece cualquier sugerencia relativa a redacción, contenido, pertinencia y congruencia u otro aspecto que se considere relevante para mejorar el mismo.

Gracias por su aporte.

JUICIO DE EXPERTO SOBRE LA PERTINENCIA DEL INSTRUMENTO

INSTRUCCIONES

Coloque en cada casilla la letra correspondiente al aspecto cualitativo que le parece que cumple cada ítem y alternativa de respuesta, según los criterios que a continuación se detallan.

E = Excelente B = Bueno M = Mejorar X = Eliminar C = Cambiar

Las categorías a evaluar son: Redacción, contenido, congruencia y pertinencia. En la casilla de observaciones puede sugerir el cambio o correspondencia.

PREGUNTAS		RESPUESTAS	OBSERVACIONES
N°	ITEM		
1.	DATOS GENERALES	B	
1.1	Título	B	
1.2	Autor	B	
1.3	Fecha	B	
1.4	Dirección	B	
1.5	Distrito	B	
1.6	Provincia	B	
1.7	Departamento	B	
1.8	Año del Proyecto	B	
1.9	Número de Pisos	B	
1.10	Altura del Edificio	B	
1.11	Área del Proyecto	B	
1.12	Área techada	B	
1.13	Uso	B	
1.14	Propietario	B	
2.	PARÁMETROS SÍSMICOS (NTP E-0.30)	B	
2.1	ZONIFICACIÓN	B	
2.2	FACTOR DE SUELO	B	
2.3	PERIODOS	B	

2.4	FACTOR DE AMPLIFICACIÓN	B	
2.5	CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN	B	
2.6	SISTEMA ESTRUCTURAL	B	
3.	PARÁMETROS ESTRUCTURALES	B	
3.1	Concreto	B	
3.1.1	Resistencia a la compresión (F'c)	B	
3.1.2	Peso Unitario del Concreto	B	
3.1.3	Módulo de la elasticidad del concreto	B	
3.1.4	Coefficiente de Poisson	B	
3.2	Acero de Refuerzo	B	
3.2.1	Peso Unitario del Acero	B	
3.2.2	Módulo de Fluencia (A615 G60)	B	
3.2.3	Módulo de la elasticidad del concreto (A615 G60)	B	
4.	CARGAS (E-0.20)	B	
4.1	Cargas Muertas	B	
4.1.1	Peso específico del Concreto Armado	B	
4.1.2	Peso de Tabiquería	B	
4.1.3	Losa Aligerada	B	
4.2	Cargas Vivas	B	
4.2.1	Comercio	B	
4.2.2	Corredores y Escaleras	B	
5.	DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	B	
6.	IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES	B	
6.1	EN ALTURA	B	
6.2	EN PLANTA	B	

Evaluated by:

Nombre y Apellido: GONZALO MURGO DIAZ GARRIA

DNI: 40539624

Firma: 

CONSTANCIA DE VALIDACION

Yo, GONZALO LEON DE LOS RIOS, titular del
DNI N° 32929075, de profesión ING. CIVIL,
ejerciendo actualmente como METODOLOGO, en
la Institución UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO.

Por medio de la presente hago constar que he revisado con fines de
Validación del Instrumento (Guía de observaciones), a los efectos de su aplicación al
TESISTA de la UCV, FLORES JAIMES GIAN CRISTIAN.

Luego de hacer las observaciones pertinentes, puedo formular las siguientes
apreciaciones.

	DEFICIENTE	ACEPTABLE	BUENO	EXCELENTE
Congruencias de ítems			X	
Amplitud de conocimiento			X	
Redacción de ítems			X	
Claridad y precisión			X	
pertinencia			X	

En Nuevo Chimbote, a los 02 días del mes de JULIO del 2018


Firma

OFICINA ACADEMICA DE INVESTIGACION

Estimado Validador: ING. JUAN MANUEL ALFARO RODRÍGUEZ

Me es grato dirigirme a Usted, a fin de solicitarle su inapreciable colaboración como experto para validar la ficha técnica, el cual será aplicado al: **Edificio de concreto armado ubicado en el jirón Manuel Ruiz Manzana 32 lote 10-10A-1A, distrito de Chimbote-2018**, seleccionada, por cuanto considero que sus observaciones y subsecuentes aportes serán de utilidad.

El presente instrumento tiene como finalidad recoger información directa para la investigación que se realiza en los actuales momentos, titulado:

“DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO UBICADO EN EL JIRÓN MANUEL RUÍZ MANZANA 32 LOTE 10 – 10A – 1A, DISTRITO DE CHIMBOTE – 2018”

Esto como objeto de presentarla como requisito para obtener

EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

Para efectuar la validación del instrumento, Usted deberá leer cuidadosamente cada enunciado y sus correspondientes alternativas de respuesta, en donde se pueden seleccionar una, varias o ninguna alternativa de acuerdo al criterio personal y profesional del actor que corresponda al instrumento. Por otra parte se le agradece cualquier sugerencia relativa a redacción, contenido, pertinencia y congruencia u otro aspecto que se considere relevante para mejorar el mismo.

Gracias por su aporte

JUICIO DE EXPERTO SOBRE LA PERTINENCIA DEL INSTRUMENTO

INSTRUCCIONES

Coloque en cada casilla la letra correspondiente al aspecto cualitativo que le parece que cumple cada ítem y alternativa de respuesta, según los criterios que a continuación se detallan.

E = Excelente B = Bueno M = Mejorar X = Eliminar C = Cambiar

Las categorías a evaluar son: Redacción, contenido, congruencia y pertinencia. En la casilla de observaciones puede sugerir el cambio o correspondencia.

PREGUNTAS		RESPUESTAS	OBSERVACIONES
N°	ITEM		
1.	DATOS GENERALES		
1.1	Título	B	
1.2	Autor	B	
1.3	Fecha	B	
1.4	Dirección	B	
1.5	Distrito	B	
1.6	Provincia	B	
1.7	Departamento	B	
1.8	Año del Proyecto	B	
1.9	Número de Pisos	B	
1.10	Altura del Edificio	E	
1.11	Área del Proyecto	B	
1.12	Área techada	B	
1.13	Uso	B	
1.14	Propietario	B	
2.	PARÁMETROS SÍSMICOS (NTP E-0.30)	G	
2.1	ZONIFICACIÓN	E	
2.2	FACTOR DE SUELO	E	
2.3	PERIODOS	E	

2.4	FACTOR DE AMPLIFICACIÓN	B	
2.5	CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN	B	
2.6	SISTEMA ESTRUCTURAL	B	
3.	PARÁMETROS ESTRUCTURALES	B	
3.1	Concreto	B	
3.1.1	Resistencia a la compresión (F'c)	B	
3.1.2	Peso Unitario del Concreto	B	
3.1.3	Módulo de la elasticidad del concreto	B	
3.1.4	Coefficiente de Poisson	B	
3.2	Acero de Refuerzo	B	
3.2.1	Peso Unitario del Acero	B	
3.2.2	Módulo de Fluencia (A615 G60)	B	
3.2.3	Módulo de la elasticidad del concreto (A615 G60)	B	
4.	CARGAS (E-0.20)	B	
4.1	Cargas Muertas	B	
4.1.1	Peso específico del Concreto Armado	B	
4.1.2	Peso de Tabiquería	B	
4.1.3	Losa Aligerada	B	
4.2	Cargas Vivas	B	
4.2.1	Comercio	B	
4.2.2	Corredores y Escaleras	B	
5.	DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	B	
6.	IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES	B	
6.1	EN ALTURA	B	
6.2	EN PLANTA	B	

Evaluado por:

Nombre y Apellido: GONZALO LEON DE LOS RIOS

DNI: 32929075

Firma: 

CONSTANCIA DE VALIDACION

Yo, JUAN MANUEL ALFARO RODRIGUEZ, titular del DNI N° 32907778, de profesión ING. CIVIL, ejerciendo actualmente como DOCENTE EN ESCUELA DE ING., en la Institución UNIVERSIDAD SAN PEDRO.

Por medio de la presente hago constar que he revisado con fines de Validación del Instrumento (Guía de observaciones), a los efectos de su aplicación al TESISTA de la UCV, FLORES JAIMES GIAN CRISTIAN.

Luego de hacer las observaciones pertinentes, puedo formular las siguientes apreciaciones.

	DEFICIENTE	ACEPTABLE	BUENO	EXCELENTE
Congruencias de ítems				X
Amplitud de conocimiento				X
Redacción de ítems				X
Claridad y precisión			X	
pertinencia			X	

En Nuevo Chimbote, a los 2 días del mes de JULIO del 2018

Alfaro Rodríguez Juan Manuel
ING. CIVIL
Reg. Colección de Ingenieros CP N° 182906

OFICINA ACADEMICA DE INVESTIGACION

Estimado Validador: ING. GONZALO HUGO DÍAZ GARCIA

Me es grato dirigirme a Usted, a fin de solicitarle su inapreciable colaboración como experto para validar la ficha técnica, el cual será aplicado al: **Edificio de concreto armado ubicado en el jirón Manuel Ruiz Manzana 32 lote 10-10A-1A, distrito de Chimbote-2018**, seleccionada, por cuanto considero que sus observaciones y subsecuentes aportes serán de utilidad.

El presente instrumento tiene como finalidad recoger información directa para la investigación que se realiza en los actuales momentos, titulado:

“DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO UBICADO EN EL JIRÓN MANUEL RUÍZ MANZANA 32 LOTE 10 – 10A – 1A, DISTRITO DE CHIMBOTE – 2018”

Esto como objeto de presentarla como requisito para obtener

EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

Para efectuar la validación del instrumento, Usted deberá leer cuidadosamente cada enunciado y sus correspondientes alternativas de respuesta, en donde se pueden seleccionar una, varias o ninguna alternativa de acuerdo al criterio personal y profesional del actor que corresponda al instrumento. Por otra parte se le agradece cualquier sugerencia relativa a redacción, contenido, pertinencia y congruencia u otro aspecto que se considere relevante para mejorar el mismo.

Gracias por su aporte.

JUICIO DE EXPERTO SOBRE LA PERTINENCIA DEL INSTRUMENTO

INSTRUCCIONES

Coloque en cada casilla la letra correspondiente al aspecto cualitativo que le parece que cumple cada ítem y alternativa de respuesta, según los criterios que a continuación se detallan.

E = Excelente B = Bueno M = Mejorar X = Eliminar C = Cambiar

Las categorías a evaluar son: Redacción, contenido, congruencia y pertinencia. En la casilla de observaciones puede sugerir el cambio o correspondencia.

PREGUNTAS		RESPUESTAS	OBSERVACIONES
N°	ITEM		
1.	DATOS GENERALES	B	
1.1	Título	B	
1.2	Autor	B	
1.3	Fecha	B	
1.4	Dirección	B	
1.5	Distrito	B	
1.6	Provincia	B	
1.7	Departamento	B	
1.8	Año del Proyecto	B	
1.9	Número de Pisos	B	
1.10	Altura del Edificio	B	
1.11	Área del Proyecto	B	
1.12	Área techada	B	
1.13	Uso	B	
1.14	Propietario	B	
2.	PARÁMETROS SÍSMICOS (NTP E-0.30)	B	
2.1	ZONIFICACIÓN	B	
2.2	FACTOR DE SUELO	B	
2.3	PERIODOS	B	

2.4	FACTOR DE AMPLIFICACIÓN	E	
2.5	CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN	E	
2.6	SISTEMA ESTRUCTURAL	E	
3.	PARÁMETROS ESTRUCTURALES		
3.1	Concreto	B	
3.1.1	Resistencia a la compresión (F'c)	E	
3.1.2	Peso Unitario del Concreto	B	
3.1.3	Módulo de la elasticidad del concreto	E	
3.1.4	Coefficiente de Poisson	E	
3.2	Acero de Refuerzo	B	
3.2.1	Peso Unitario del Acero	B	
3.2.2	Módulo de Fluencia (A615 G60)	B	
3.2.3	Módulo de la elasticidad del concreto (A615 G60)	B	
4.	CARGAS (E-0.20)		
4.1	Cargas Muertas	B	
4.1.1	Peso específico del Concreto Armado	B	
4.1.2	Peso de Tabiquería	B	
4.1.3	Losa Aligerada	B	
4.2	Cargas Vivas	B	
4.2.1	Comercio	B	
4.2.2	Corredores y Escaleras	B	
5.	DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	E	
6.	IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES	E	
6.1	EN ALTURA	E	
6.2	EN PLANTA	E	

Evaluado por:

Nombre y Apellido: IVAN MANUEL ALVARO RODRIGUEZ

DNI: 32907778

Firma: 

Alvaro Rodríguez Juan Manuel
ING. CIVIL
Reg. Colegio de Ingenieros CP N° 182004

CONSTANCIA DE VALIDACION

Yo, GONZALO HUGO DIAZ GARCIA, titular del
DNI N° 40539624, de profesión Ing. Civil,
ejerciendo actualmente como DOCENTE UNIVERSITARIO, en
la Institución UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO.

Por medio de la presente hago constar que he revisado con fines de
Validación del Instrumento (Guía de observaciones), a los efectos de su aplicación al
TESISTA de la UCV, FLORES JAIMES GIAN CRISTIAN.

Luego de hacer las observaciones pertinentes, puedo formular las siguientes
apreciaciones.

	DEFICIENTE	ACEPTABLE	BUENO	EXCELENTE
Congruencias de ítems			x	
Amplitud de conocimiento		x		
Redacción de ítems		x		
Claridad y precisión			x	
pertinencia			x	

En Nuevo Chimbote, a los 02 días del mes de Julio del 2018


Firma

Anexo N°6 Visita a Campo

FIGURA N° 1 Nivel de Azotea



Fuente: Elaboración Propio

Se observa el nivel último del edificio, en la cual se localizo la columna N°2. Asimismo se observaron las aberturas del nivel, las cuales se contabilizaron en una cantidad de 5.

La abertura ubicado en el eje 2 y 3. En la actualidad se encuentra encubierto con un material de vidrio, la cual no contempla en el plano del edificio.

FIGURA N° 2 Muro estructural N°2



Fuente: Elaboración Propio

Se muestra el muro estructural en el nivel de azotea del edificio, en donde se encuentra ubicado el ascensor del edificio. Asimismo el elemento presenta las dimensiones de acuerdo al plano.

FIGURA N°3 Viga de borde



Fuente: Elaboración Propio

Se tiene una vista desde el nivel 7° del elemento viga de borde, la cual se mantiene en la misma dirección en todos los niveles, de acuerdo a lo establecido en el plano estructural.

FIGURA N°4 Muro estructural N°3



Fuente: Elaboración Propio

Se observa el muro estructural en el nivel N°5, la cual se mantiene desde el primer nivel hasta la azotea. El muro que se muestra es el N°3 de tipo C o Cajon. Cuenta con la dimensiones de acuerdo al plano.

FIGURA N°5 Nivel de Azotea



Fuente: Elaboración Propio

Se muestra la medición insitu del elemento Viga en el nivel N°7.

Tiene un peralte de 60 cm y ancho de 30 cm. Este elemento se encuentra ubicado en el eje N°4.

FIGURA N°6 Losa del Nivel N°5



Fuente: Elaboración Propio

Se muestra la losa del nivel N°5 del edificio, la cual del nivel N°1 hasta el nivel N°4 se mantenía con abertura. Debido a que en el cuarto nivel es un ambiente destinada a almacen. Y la montacarga solo sera hasta dicho nivel.

Anexo N°7 Procesamiento de los parámetros de diseño de la edificación.

Descripción general de la estructura.

Para la evaluación de la estructura se aplicó un estudio en campo mediante el instrumento de recojo de datos, guía de observación.

Como características generales se determinó la ubicación del edificio, el número total de pisos, la altura del edificio, el área del proyecto, área techada y el uso que presenta el edificio. La cual se muestra en la siguiente tabla:

TABLA N°1 Datos generales del edificio.

DATOS GENERALES	
UBICACIÓN	Jirón Manuel Ruiz Mz. 32 lote 10-10A-1A. Chimbote – santa - Ancash.
AÑO DEL PROYECTO	2015
NÚMERO DE PISOS	7 + Azotea
ALTURA DEL EDIFICIO	27.94 m.
ÁREA DEL PROYECTO	177.80 m ²
ÁREA TECHADA	1215.22 m ²
USO	Centro Comercial

Fuente: Elaboración propia.

Parámetros sísmicos.

Debido a la zonificación sísmica del departamento de Ancash, y estando ubicado el edificio en la provincia del Santa - distrito de Chimbote, la estructura clasifica en una zona sísmica 4. Teniendo como factor de zona 0.45 g.

Se analizaron los estudios de las propiedades del suelo realizados en la etapa de diseño, elaborados por el mismo propietario y se compararon con los análisis de las propiedades del suelo de la obra "EDIFICIO COMERCIAL" ubicado en la intersección de la avenida Leoncio Prado y Elías Aguirre.

Presentan estratos de arena mal graduada con un porcentaje ligero de limos hasta 1.40m, a partir de ello, se tiene estratos potentes de arena limosa. El promedio de ambos estudios se encontró el nivel freático a 1.40m en promedio.

En el primer caso, el estudio de suelo se realizó mediante calicatas a cielo abierto, clasificando con un tipo de suelo S_3 de acuerdo a la norma técnica E-0.30 Diseño sismorresistente - 2006.

En el segundo caso, el estudio de suelo se realizó mediante sondajes, clasificando con un tipo de suelo S_2 de acuerdo a la norma técnica E-0.30 Diseño sismorresistente - 2016.

Debido a que la relación en que está conformado el suelo es de media a fina se clasifica el suelo como suelo blando o S_3 , con un factor de sitio 1.10.

Obteniendo los parámetros de zonificación sísmica y factor de sitio, se determinó los periodos de la estructura. Estos periodos relacionan el factor de zona y sitio.

Periodo que define la plataforma del factor C (T_p) = 1.00 seg.

Periodo que define el inicio de la zona del factor C (T_L) = 1.60 seg.

Asimismo para el cálculo del periodo fundamental de vibración de la estructura (T), se expresó de la siguiente manera:

$$T = H_n / C_t$$

$$H_n = 27.94 \text{ m}$$

$$C_t = 60.00$$

$$T = 0.466 \text{ seg.}$$

El factor de amplificación sísmica de la estructura "C" se estableció en función de los periodos antes mencionados. Teniendo el valor de 2.5. La cual se evaluó de acuerdo a estas tres condiciones.

$$C = 2.5 \text{ Cuando } T < T_p$$

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \text{ Cuando } T_p < T < T_L$$

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p \times T_L}{T^2} \right) \text{ Cuando } T > T_L$$

La categoría del edificio clasifica como una edificación Importante, por ser un centro comercial que alberga una gran cantidad de personas. Teniendo un factor de uso de 1.30.

El sistema de la superestructura, están conformados por pórticos viga-columna que resisten las fuerzas de movimiento sísmico, asimismo la estructura están acoplados con muros estructurales de concreto armado. Debido a eso, se determinó de forma general el sistema estructural del edificio de tipo Dual. Teniendo como coeficiente básico de reducción un valor de $R_o = 7.00$.

Debido a que el sistema del edificio está conformado por estructuras de concreto armado la distorsión de entre piso es de 0.007 m.

La separación máxima entre edificios deberá de ser mínimo de 3 centímetros. La cual se pudo constatar que el edificio cuenta con una separación sísmica de 1 pulgada.

Se presenta tabla de resumen:

TABLA N°2 Resumen de parámetros sísmicos.

4. PARÁMETROS SÍSMICOS (NTP E-0.30)		
PARÁMETROS		VALOR
4.1. ZONIFICACIÓN	Zona 4	0.45
4.2. FACTOR DE SUELO	S3	1.10
4.3. PERIODOS	Periodo Fundamental (T)	0.4028 seg.
	Período que define la Plataforma del factor c (Tp)	1.00 seg.
	Período que define el inicio de la Zona del factor c (TL)	1.60 seg.
4.4. FACTOR DE AMPLIFICACIÓN	Factor de Amplificación Sísmica (C)	2.5
4.5. CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN	Uso (U)	1.30
4.6. SISTEMA ESTRUCTURAL	Dual	7.00
4.7. DISTORSIÓN DE ENTRE PISO	Concreto Armado	0.007 m.
4.8. SEPARACIÓN ENTRE EDIFICIOS	Separación sísmica (S)	2.5 cm

Fuente: Elaboración propia.

Parámetros estructurales.

Para los elementos estructurales que conforman el edificio, como son las columnas, muros estructurales o placas, vigas y losa, se tomó como la resistencia máxima del concreto sometido a compresión el valor de 210 kg/cm², tomando el mismo valor con el que fue diseñado.

No se realizaron ensayos para determinar este parámetro debido a que por parte de la propietaria del inmueble no se dio el permiso, ya que el edificio se encuentra ya en la última etapa de su ejecución presentando acabado en todos los elementos mencionados del edificio.

Por otra parte, la evaluación de los elementos mediante ensayos destructivos como no – destructivos no es de vital importancia debido a que se cuenta con los planos originales de la construcción. Se muestra la siguiente tabla:

TABLA N°3 Información preliminar requerida para evaluación sísmica cuando se tiene los planos originales

ITEM	NECESARIO		COMENTARIO
	SI	NO	
Cálculos estructurales		x	Útil pero no esencial
Sismicidad del sitio, informe geotécnico		x	Informe útil pero actualizado debe hacerse
Informe de la fundación		x	Podría minimizar el alcance del trabajo del sitio
Informes de evaluación sísmica previa		x	Podría minimizar el alcance del trabajo del sitio
Encuesta de condición del edificio	x		
Ensayar su dimensionamiento		x	A menos que sea requerido por alteraciones indocumentadas
Pruebas de núcleo		x	
Prueba de martillo de rebote (Esclerómetro)		x	A menos que se presente grietas o fisuras en los elementos de concreto.
Pruebas de refuerzo		x	A menos que se presente grietas o fisuras en los elementos de concreto.
Verificación de ubicación refuerzos		x	
Exploración no estructural		x	

Fuente: Applied Technology Council, 1996.

El peso unitario del concreto fue establecido por la NTP E-0.20, que brinda como valor de 2400 kg/m³. Asimismo establece como peso unitario del acero de 7850 kg/m³ y el esfuerzo de fluencia mínimo de 4200 kg/cm².

Se calculó el módulo de elasticidad del concreto (Ec) en función de la resistencia del concreto. La cual la NTP E-0.60 establece la siguiente formula:

$$E_c = 15000\sqrt{210}$$

$$E_c = 2173706.51 \text{ Tn/cm}^2$$

El coeficiente de poisson está en la relación de 0.15 – 0.20 y permanece constante frente a esfuerzos o cargas (Otazi, 2015, p. 35).

Debido a esto se asumió un coeficiente de poisson de 0.20 y se procedió a calcular el módulo de rigidez al esfuerzo cortante (Gc):

$$G_c = \frac{E_c}{2(1+\mu)}$$

$$G_c = 905711.0458$$

Cargas gravitacionales.

La (NTP E-0.20, 2006, p. 4), muestra valores de sobre carga que un edificio pueda tener en relación a la ocupación o uso. Asimismo los pesos específicos de los materiales que lo conforman la estructura.

TABLA N°4 Cuadro de cargas Gravitacionales

Cargas Muertas		
Peso de tabiquería	1800	Kg/cm ³
Losa Aligerada	300	Kg/m ²
Cargas Vivas		
Comercio	500	Kg/m ²
Azotea	100	Kg/m ²

Fuente: Elaboración propia.

Irregularidades estructurales.

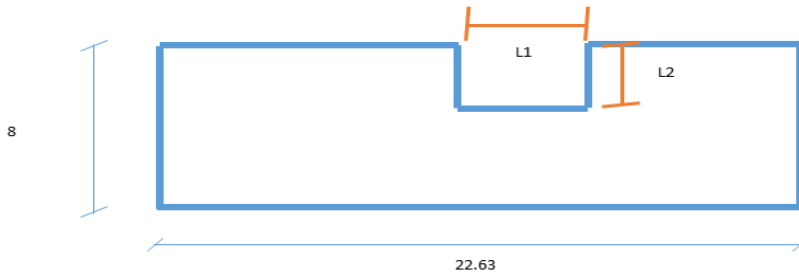
Las irregularidades es esencial para determinar el factor de reducción sísmica, que genera que el edificio pase de un comportamiento elástico a uno inelástico (NTP E-0.30, 2016, p. 18).

Se evaluó la estructura y se determinó la siguiente irregularidad:

Irregularidad en planta.

Esquinas entrantes:

FIGURA N°1 Vista en planta del edificio



Fuente: Elaboración propia.

Datos:

$L1 = 3.15 \text{ m}$.

$L2 = 1.04 \text{ m}$

$Lth = 22.63 \text{ m}$

$Ltv = 8.00 \text{ m}$

Se pasó a evaluar la condición propuesta por la NT E-0.30, 2016, p.19.

TABLA N°5 Irregularidad de esquina entrantes

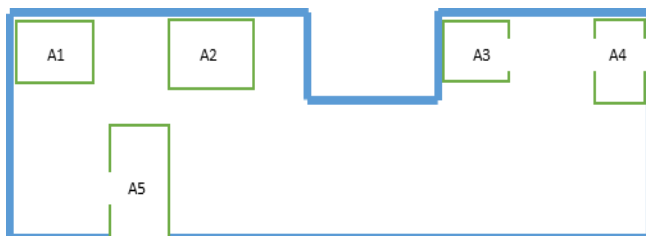
Condiciones				
$20\%Lth < L1$	No existe	4.526	<	3.15
$20\%Ltv < L2$	No existe	1.6	<	1.04

Fuente: Elaboración propia

Debido a que la longitud esquinera ($L1$) es menor que el 20% de la longitud total, este no genera irregularidad de esquinas entrantes. De la misma manera se evaluó para la longitud ($L2$).

Discontinuidad del diafragma:

FIGURA N°2 Vista en planta



Fuente: Elaboración propia.

Datos:

TABLA N°5 Cuadro de cargas Gravitacionales

A1=	1.783	m2
A2=	4.031	m2
A3=	1.96	m2
A4=	5.291	m2
A5=	18.797	m2
AT=	183.3	m2

Fuente: Elaboración propia.

Del mismo modo que el anterior se evaluó la siguiente condición:

TABLA N°6 Irregularidad de discontinuidad de diafragma rígido

Condiciones				
$50\%Abr < A1+A2+A3+A4+A5$	No existe	91.65	<	31.862

Fuente: Elaboración propia

A pesar de no alcanzar el 50% del área bruta del edificio para considerar la irregularidad. A propio criterio se consideró irregularidad en planta debido a la discontinuidad de diafragma. Esta consideración se asumió debido a que el edificio pierde rigidez al tener tantas aberturas en distintas partes del edificio, esto debido a escaleras, ascensor, montacargas, etc. Esta irregularidad tiene un factor de 0.85.

Irregularidad en altura.

No se presentó irregularidades en altura, por ende se asumió como factor de irregularidad en altura con un valor de 1.00

Anexo N°8 Evaluación sísmica.

El análisis se realizó de tres maneras, debido a que el edificio en análisis fue diseñado con la NTP-0.30 2006, las cuales se comprobaron los resultados con el actual reglamento.

Análisis estático Lineal.

a) Primer análisis.

TABLA N°1 Metrados de carga de placas del primer Nivel

ELEMENTO	Cant.	Área (m ²)	H (m)	m ³	Pe (Kg/m ³)	P (Kg)
PL-01	1	0.918	5.12	4.70016	2400	11280.384
PL-02	1	1.322	5.12	6.76864	2400	16244.736
PL-03	1	2.911	5.12	14.9043	2400	35770.368

Fuente: Elaboración propia.

TABLA N°2 Metrados de carga de placas total del primer Nivel

PESO TOTAL POR NIVEL	
TOTAL DE PISOS	1
PESO DE PLACAS (Tn)	63.295488
PESO TOTAL POR NIVEL (Tn)	63.295488

Fuente: Elaboración propia.

COLUMNAS

TABLA N°3 Metrados de carga de columna del primer Nivel

ELEMENTO	Cant.	Área (m ²)	h (m)	m ³	Pe (Kg/m ³)	P (Kg)
C - 1	8	0.25	5.12	10.24	2400	24576
C - 2	2	0.2	5.12	2.048	2400	4915.2
C - 3	2	0.175	5.12	1.792	2400	4300.8
C - 4	2	0.12	5.12	1.2288	2400	2949.12
C - 5	4	0.0625	5.12	1.28	2400	3072
C - 6	7	0.045	5.12	1.6128	2400	3870.72
TOTAL						43683.84

Fuente: Elaboración propia.

TABLA N°4 Metrados de carga de columna total del primer Nivel

PESO TOTAL POR NIVEL	
TOTAL DE PISOS	1
PESO POR COLUMNAS	43.68384
PESO TOTAL POR NIVEL	43.68384

Fuente: Elaboración propia

VIGAS

TABLA N°5 Metrados de viga del primer Nivel

ELEMENTO	cantidad	Área (m ²)	L (m)	m ³	Pe (Kg/m ³)	P (Kg)
VIGA 101	1	0.18	5.75	1.035	2400	2484
VIGA 102	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 103	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 104	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 105	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 106	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 107	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 108	3	0.15	3.2	1.44	2400	3456
VIGA 109	1	0.15	3.675	0.55125	2400	1323
VIGA 110	1	0.15	1.43	0.2145	2400	514.8
	3	0.15	3.9	1.755	2400	4212
	1	0.15	5.3	0.795	2400	1908
	1	0.15	3.825	0.57375	2400	1377
TOTAL						33289.2

Fuente: Elaboración propia

TABLA N°6 Metrados de carga de viga total

PESO TOTAL POR NIVEL	
TOTAL DE PISOS	1
PESO POR VIGAS (Tn)	33.2892
PESO TOTAL POR NIVEL (Tn)	33.2892

Fuente: Elaboración propia

Cálculo del área de la losa del primer nivel

Área total - (área de la columna + área de la viga + área de la placa)

Área de la losa

163.3 m²

Cálculo del área de acabado

Área de la losa + área de la viga + área de columna + área de la placa

Área de la losa 163.3 m²

Área de la viga 2.16 m²

Área de la columna 0.8525 m²

Área de la placa 5.151 m²

Cálculo del área de acabado 171.4635 m²

Losa en una dirección

20 cm 0.3 tn/m²

Peso de la losa 48.99 tn

Peso del acabado 20.576 tn

Peso de la tabiquería 25.72 tn

Carga muerta total 235.555 tn

Carga viva

Tiendas 0.5 tn/m²

Corredores y escaleras 0.5 tn/m²

Peso sísmico 276.38 tn

TABLA N°7 Metrados de carga de placas del segundo Nivel

ELEMENTO	Cant.	Área (m ²)	H (m)	m ³	Pe (Kg/m ³)	P (Kg)
PL-01	1	0.918	3.78	3.47004	2400	8328.096
PL-02	1	1.322	3.78	4.99716	2400	11993.184
PL-03	1	2.911	3.78	11.0035	2400	26408.592

Fuente: Elaboración propia.

TABLA N°8 Metrados de carga de placas total del segundo Nivel

PESO TOTAL POR NIVEL	
TOTAL DE PISOS	1
PESO DE PLACAS (Tn)	46.729872
PESO TOTAL POR NIVEL (Tn)	46.729872

Fuente: Elaboración propia.

COLUMNAS

TABLA N°9 Metrados de carga de columna del segundo Nivel

ELEMENTO	Cant.	Área (m ²)	h (m)	m ³	Pe (Kg/m ³)	P (Kg)
C - 1	8	0.25	3.78	7.56	2400	18144
C - 2	2	0.2	3.78	1.512	2400	3628.8
C - 3	2	0.175	3.78	1.323	2400	3175.2
C - 4	2	0.12	3.78	0.9072	2400	2177.28
C - 5	4	0.0625	3.78	0.945	2400	2268
C - 6	0	0	0	0	2400	0
TOTAL						29393.28

Fuente: Elaboración propia.

TABLA N°10 Metrados de carga de columna total del segundo Nivel

PESO TOTAL POR NIVEL	
TOTAL DE PISOS	1
PESO POR COLUMNAS	29.39328
PESO TOTAL POR NIVEL	29.39328

Fuente: Elaboración propia

VIGAS

TABLA N°11 Metrados de viga del segundo Nivel

ELEMENTO	cantidad	Área (m ²)	L (m)	m ³	Pe (Kg/m ³)	P (Kg)
VIGA 201	1	0.18	5.75	1.035	2400	2484
VIGA 202	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 203	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 204	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 205	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 206	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 207	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 208	3	0.15	3.2	1.44	2400	3456
VIGA 209	1	0.15	3.675	0.55125	2400	1323
VIGA 210	1	0.15	1.43	0.2145	2400	514.8
	3	0.15	3.9	1.755	2400	4212
	1	0.15	5.3	0.795	2400	1908
	1	0.15	3.825	0.57375	2400	1377
TOTAL						33289.2

Fuente: Elaboración propia

TABLA N°12 Metrados de carga de viga total del segundo nivel

PESO TOTAL POR NIVEL	
TOTAL DE PISOS	1
PESO POR VIGAS (Tn)	33.2892
PESO TOTAL POR NIVEL (Tn)	33.2892

Fuente: Elaboración propia

Cálculo del área de la losa del segundo nivel

Área total - (área de la columna + área de la viga + área de la placa)

Área de la losa 162.05 m²

Cálculo del área de acabado

Área de la losa + área de la viga + área de columna + área de la placa

Área de la losa	162.05	m2
Área de la viga	2.16	m2
Área de la columna	0.8525	m2
Área de la placa	5.151	m2
Cálculo del área de Acabado	170.2135	m2
Losa en una dirección		
20 cm	0.3	tn/m2
Peso de la losa	48.615	tn
Peso del acabado	20.426	tn
Peso de la tabiquería	25.532	tn
Carga muerta total	203.985	tn
Carga viva		
Tiendas	0.5	tn/m2
Corredores y Escaleras	0.5	tn/m2
Peso sísmico	244.4975	tn

TABLA N°13 Metrados de carga de placas del tercer Nivel

ELEMENTO	Cant.	Área (m ²)	H (m)	m ³	Pe (Kg/m ³)	P (Kg)
PL-01	1	0.918	3.24	2.97432	2400	7138.368
PL-02	1	1.322	3.24	4.28328	2400	10279.872
PL-03	1	2.911	3.24	9.43164	2400	22635.936

Fuente: Elaboración propia.

TABLA N°14 Metrados de carga de placas total del tercer nivel

PESO TOTAL POR NIVEL	
TOTAL DE PISOS	1
PESO DE PLACAS (Tn)	40.054176
PESO TOTAL POR NIVEL (Tn)	40.054176

Fuente: Elaboración propia.

COLUMNAS

TABLA N°15 Metrados de carga de columna del tercer nivel

ELEMENTO	Cant.	Área (m ²)	h (m)	m ³	Pe (Kg/m ³)	P (Kg)
C - 1	8	0.25	3.24	6.48	2400	15552
C - 2	2	0.2	3.24	1.296	2400	3110.4
C - 3	2	0.175	3.24	1.134	2400	2721.6
C - 4	2	0.12	3.24	0.7776	2400	1866.24
C - 5	4	0.0625	3.24	0.81	2400	1944
C - 6	0	0	3.24	0	2400	0
TOTAL						25194.24

Fuente: Elaboración propia.

TABLA N°16 Metrados de carga de columna total del tercer nivel

PESO TOTAL POR NIVEL	
TOTAL DE PISOS	1
PESO POR COLUMNAS	25.19424
PESO TOTAL POR NIVEL	25.19424

Fuente: Elaboración propia

VIGAS

TABLA N°17 Metrados de viga del tercer nivel

ELEMENTO	cantidad	Área (m ²)	L (m)	m ³	Pe (Kg/m ³)	P (Kg)
VIGA 301	1	0.18	5.75	1.035	2400	2484
VIGA 302	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 303	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 304	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 305	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 306	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 307	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 308	3	0.15	3.2	1.44	2400	3456
VIGA 309	1	0.15	3.675	0.55125	2400	1323
VIGA 310	1	0.15	1.43	0.2145	2400	514.8
	3	0.15	3.9	1.755	2400	4212
	1	0.15	5.3	0.795	2400	1908
	1	0.15	3.825	0.57375	2400	1377
TOTAL						33289.2

Fuente: Elaboración propia

TABLA N°18 Metrados de carga de viga total del tercer nivel

PESO TOTAL POR NIVEL	
TOTAL DE PISOS	1
PESO POR VIGAS (Tn)	33.2892
PESO TOTAL POR NIVEL (Tn)	33.2892

Fuente: Elaboración propia

Cálculo del área de la losa del tercer nivel

Área total - (área de la columna + área de la viga + área de la placa)

Área de la losa 166.78 m²

Cálculo del área de acabado

Área de la losa + área de la viga + área de columna + área de la placa

Área de la losa	166.78	m2
Área de la viga	2.16	m2
Área de la columna	0.8525	m2
Área de la placa	5.151	m2
Cálculo del área de Acabado	174.9435	m2
Losa en una dirección		
20 cm	0.3	tn/m2
Peso de la losa	50.034	tn
Peso del acabado	20.993	tn
Peso de la tabiquería	26.242	tn
Carga muerta total	195.807	tn
Carga viva		
Tiendas	0.5	tn/m2
Corredores y Escaleras	0.5	tn/m2
Peso sísmico	237.502	tn

TABLA N°19 Metrados de carga de placas del cuarto Nivel

ELEMENTO	Cant.	Área (m ²)	H (m)	m ³	Pe (Kg/m ³)	P (Kg)
PL-01	1	0.918	3.24	2.97432	2400	7138.368
PL-02	1	1.322	3.24	4.28328	2400	10279.872
PL-03	1	2.911	3.24	9.43164	2400	22635.936

Fuente: Elaboración propia.

TABLA N°20 Metrados de carga de placas total del cuarto Nivel

PESO TOTAL POR NIVEL	
TOTAL DE PISOS	1
PESO DE PLACAS (Tn)	40.054176
PESO TOTAL POR NIVEL (Tn)	40.054176

Fuente: Elaboración propia.

COLUMNAS

TABLA N°21 Metrados de carga de columna del cuarto Nivel

ELEMENTO	Cant.	Área (m ²)	h (m)	m ³	Pe (Kg/m ³)	P (Kg)
C - 1	8	0.25	3.24	6.48	2400	15552
C - 2	2	0.2	3.24	1.296	2400	3110.4
C - 3	2	0.175	3.24	1.134	2400	2721.6
C - 4	2	0.12	3.24	0.7776	2400	1866.24
C - 5	4	0.0625	3.24	0.81	2400	1944
C - 6	0	0	3.24	0	2400	0
TOTAL						25194.24

Fuente: Elaboración propia.

TABLA N°22 Metrados de carga de columna total del cuarto Nivel

PESO TOTAL POR NIVEL	
TOTAL DE PISOS	1
PESO POR COLUMNAS	25.19424
PESO TOTAL POR NIVEL	25.19424

Fuente: Elaboración propia

VIGAS

TABLA N°23 Metrados de viga del cuarto Nivel

ELEMENTO	cantidad	Área (m ²)	L (m)	m ³	Pe (Kg/m ³)	P (Kg)
VIGA 401	1	0.18	5.75	1.035	2400	2484
VIGA 402	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 403	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 404	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 405	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 406	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 407	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 408	3	0.15	3.2	1.44	2400	3456
VIGA 409	1	0.15	3.675	0.55125	2400	1323
VIGA 410	1	0.15	1.43	0.2145	2400	514.8
	3	0.15	3.9	1.755	2400	4212
	1	0.15	5.3	0.795	2400	1908
	1	0.15	3.825	0.57375	2400	1377
TOTAL						33289.2

Fuente: Elaboración propia

TABLA N°24 Metrados de carga de viga total del cuarto Nivel

PESO TOTAL POR NIVEL	
TOTAL DE PISOS	1
PESO POR VIGAS (Tn)	33.2892
PESO TOTAL POR NIVEL (Tn)	33.2892

Fuente: Elaboración propia

Cálculo del área de la losa del cuarto Nivel

Área total - (área de la columna + área de la viga + área de la placa)

Área de la losa 180.06 m²

Cálculo del área de acabado

Área de la losa + área de la viga + área de columna + área de la placa

Área de la losa	180.06	m2
Área de la viga	2.16	m2
Área de la columna	0.8525	m2
Área de la placa	5.151	m2
Cálculo del área de Acabado	188.2235	m2
Losa en una dirección		
20 cm	0.3	tn/m2
Peso de la losa	50.034	tn
Peso del acabado	22.587	tn
Peso de la tabiquería	28.234	tn
Carga muerta total	203.377	tn
Carga viva		
Almacén	0.5	tn/m2
Corredores y Escaleras	0.5	tn/m2
Peso sísmico	248.392	tn

TABLA N°25 Metrados de carga de placas del quinto Nivel

ELEMENTO	Cant.	Área (m ²)	H (m)	m ³	Pe (Kg/m ³)	P (Kg)
PL-01	1	0.918	3.24	2.97432	2400	7138.368
PL-02	1	1.322	3.24	4.28328	2400	10279.872
PL-03	1	2.911	3.24	9.43164	2400	22635.936

Fuente: Elaboración propia.

TABLA N°26 Metrados de carga de placas total del quinto Nivel

PESO TOTAL POR NIVEL	
TOTAL DE PISOS	1
PESO DE PLACAS (Tn)	40.054176
PESO TOTAL POR NIVEL (Tn)	40.054176

Fuente: Elaboración propia.

COLUMNAS

TABLA N°27 Metrados de carga de columna del quinto Nivel

ELEMENTO	Cant.	Área (m ²)	h (m)	m ³	Pe (Kg/m ³)	P (Kg)
C - 1	8	0.25	3.24	6.48	2400	15552
C - 2	2	0.2	3.24	1.296	2400	3110.4
C - 3	2	0.175	3.24	1.134	2400	2721.6
C - 4	2	0.12	3.24	0.7776	2400	1866.24
C - 5	4	0.0625	3.24	0.81	2400	1944
C - 6	0	0	3.24	0	2400	0
TOTAL						25194.24

Fuente: Elaboración propia.

TABLA N°28 Metrados de carga de columna total del quinto Nivel

PESO TOTAL POR NIVEL	
TOTAL DE PISOS	1
PESO POR COLUMNAS	25.19424
PESO TOTAL POR NIVEL	25.19424

Fuente: Elaboración propia

VIGAS

TABLA N°29 Metrados de viga del quinto Nivel

ELEMENTO	cantidad	Área (m ²)	L (m)	m ³	Pe (Kg/m ³)	P (Kg)
VIGA 501	1	0.18	5.75	1.035	2400	2484
VIGA 502	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 503	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 504	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 505	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 506	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 507	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 508	3	0.15	3.2	1.44	2400	3456
VIGA 509	1	0.15	3.675	0.55125	2400	1323
VIGA 510	1	0.15	1.43	0.2145	2400	514.8
	3	0.15	3.9	1.755	2400	4212
	1	0.15	5.3	0.795	2400	1908
	1	0.15	3.825	0.57375	2400	1377
TOTAL						33289.2

Fuente: Elaboración propia

TABLA N°30 Metrados de carga de viga total del quinto Nivel

PESO TOTAL POR NIVEL	
TOTAL DE PISOS	1
PESO POR VIGAS (Tn)	33.2892
PESO TOTAL POR NIVEL (Tn)	33.2892

Fuente: Elaboración propia

Cálculo del área de la losa del quinto Nivel

Área total - (área de la columna + área de la viga + área de la placa)

Área de la losa 167.53 m²

Cálculo del área de acabado

Área de la losa + área de la viga + área de columna + área de la placa

Área de la losa	167.53	m2
Área de la viga	2.16	m2
Área de la columna	0.8525	m2
Área de la placa	5.151	m2
Cálculo del área de Acabado	175.6935	m2
Losa en una dirección		
20 cm	0.3	tn/m2
Peso de la losa	50.034	tn
Peso del acabado	21.083	tn
Peso de la tabiquería	26.354	tn
Carga muerta total	196.234	tn
Carga viva		
Oficinas	0.25	tn/m2
Corredores y Escaleras	0.5	tn/m2
Peso sísmico	217.1752	tn

TABLA N°31 Metrados de carga de placas del sexto Nivel

ELEMENTO	Cant.	Área (m ²)	H (m)	m ³	Pe (Kg/m ³)	P (Kg)
PL-01	1	0.918	3.24	2.97432	2400	7138.368
PL-02	1	1.322	3.24	4.28328	2400	10279.872
PL-03	1	2.911	3.24	9.43164	2400	22635.936

Fuente: Elaboración propia.

TABLA N°32 Metrados de carga de placas total del sexto Nivel

PESO TOTAL POR NIVEL	
TOTAL DE PISOS	1
PESO DE PLACAS (Tn)	40.054176
PESO TOTAL POR NIVEL (Tn)	40.054176

Fuente: Elaboración propia.

COLUMNAS

TABLA N°33 Metrados de carga de columna del sexto Nivel

ELEMENTO	Cant.	Área (m ²)	h (m)	m ³	Pe (Kg/m ³)	P (Kg)
C - 1	8	0.25	3.24	6.48	2400	15552
C - 2	2	0.2	3.24	1.296	2400	3110.4
C - 3	2	0.175	3.24	1.134	2400	2721.6
C - 4	2	0.12	3.24	0.7776	2400	1866.24
C - 5	4	0.0625	3.24	0.81	2400	1944
C - 6	0	0	3.24	0	2400	0
TOTAL						25194.24

Fuente: Elaboración propia.

TABLA N°34 Metrados de carga de columna total del sexto Nivel

PESO TOTAL POR NIVEL	
TOTAL DE PISOS	1
PESO POR COLUMNAS	25.19424
PESO TOTAL POR NIVEL	25.19424

Fuente: Elaboración propia

VIGAS

TABLA N°35 Metrados de viga del sexto Nivel

ELEMENTO	cantidad	Área (m ²)	L (m)	m ³	Pe (Kg/m ³)	P (Kg)
VIGA 601	1	0.18	5.75	1.035	2400	2484
VIGA 602	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 603	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 604	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 605	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 606	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 607	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 608	3	0.15	3.2	1.44	2400	3456
VIGA 609	1	0.15	3.675	0.55125	2400	1323
VIGA 610	1	0.15	1.43	0.2145	2400	514.8
	3	0.15	3.9	1.755	2400	4212
	1	0.15	5.3	0.795	2400	1908
	1	0.15	3.825	0.57375	2400	1377
TOTAL						33289.2

Fuente: Elaboración propia

TABLA N°36 Metrados de carga de viga total del sexto Nivel

PESO TOTAL POR NIVEL	
TOTAL DE PISOS	1
PESO POR VIGAS (Tn)	33.2892
PESO TOTAL POR NIVEL (Tn)	33.2892

Fuente: Elaboración propia

Cálculo del área de la losa del sexto Nivel

Área total - (área de la columna + área de la viga + área de la placa)

Área de la losa 169.23 m²

Cálculo del área de acabado

Área de la losa + área de la viga + área de columna + área de la placa

Área de la losa	169.23	m2
Área de la viga	2.16	m2
Área de la columna	0.8525	m2
Área de la placa	5.151	m2
Cálculo del área de Acabado	177.3935	m2
Losa en una dirección		
20 cm	0.3	tn/m2
Peso de la losa	50.769	tn
Peso del acabado	21.287	tn
Peso de la tabiquería	26.609	tn
Carga muerta total	197.203	tn
Carga viva		
Oficinas	0.25	tn/m2
Corredores y Escaleras	0.5	tn/m2
Peso sísmico	218.3567	tn

TABLA N°37 Metrados de carga de placas del séptimo Nivel

ELEMENTO	Cant.	Área (m ²)	H (m)	m ³	Pe (Kg/m ³)	P (Kg)
PL-01	1	0.918	3.24	2.97432	2400	7138.368
PL-02	1	1.322	3.24	4.28328	2400	10279.872
PL-03	1	2.911	3.24	9.43164	2400	22635.936

Fuente: Elaboración propia.

TABLA N°38 Metrados de carga de placas total del séptimo Nivel

PESO TOTAL POR NIVEL	
TOTAL DE PISOS	1
PESO DE PLACAS (Tn)	40.054176
PESO TOTAL POR NIVEL (Tn)	40.054176

Fuente: Elaboración propia.

COLUMNAS

TABLA N°39 Metrados de carga de columna del séptimo Nivel

ELEMENTO	Cant.	Área (m ²)	h (m)	m ³	Pe (Kg/m ³)	P (Kg)
C - 1	8	0.25	3.24	6.48	2400	15552
C - 2	2	0.2	3.24	1.296	2400	3110.4
C - 3	2	0.175	3.24	1.134	2400	2721.6
C - 4	2	0.12	3.24	0.7776	2400	1866.24
C - 5	4	0.0625	3.24	0.81	2400	1944
C - 6	0	0	3.24	0	2400	0
TOTAL						25194.24

Fuente: Elaboración propia.

TABLA N°40 Metrados de carga de columna total del séptimo Nivel

PESO TOTAL POR NIVEL	
TOTAL DE PISOS	1
PESO POR COLUMNAS	25.19424
PESO TOTAL POR NIVEL	25.19424

Fuente: Elaboración propia

VIGAS

TABLA N°41 Metrados de viga del séptimo Nivel

ELEMENTO	cantidad	Área (m ²)	L (m)	m ³	Pe (Kg/m ³)	P (Kg)
VIGA 701	1	0.18	5.75	1.035	2400	2484
VIGA 702	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 703	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 704	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 705	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 706	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 707	1	0.18	6.95	1.251	2400	3002.4
VIGA 708	3	0.15	3.2	1.44	2400	3456
VIGA 709	1	0.15	3.675	0.55125	2400	1323
VIGA 710	1	0.15	1.43	0.2145	2400	514.8
	3	0.15	3.9	1.755	2400	4212
	1	0.15	5.3	0.795	2400	1908
	1	0.15	3.825	0.57375	2400	1377
TOTAL						33289.2

Fuente: Elaboración propia

TABLA N°42 Metrados de carga de viga total del séptimo Nivel

PESO TOTAL POR NIVEL	
TOTAL DE PISOS	1
PESO POR VIGAS (Tn)	33.2892
PESO TOTAL POR NIVEL (Tn)	33.2892

Fuente: Elaboración propia

Cálculo del área de la losa del séptimo Nivel

Área total - (área de la columna + área de la viga + área de la placa)

Área de la losa 168.7 m²

Cálculo del área de acabado

Área de la losa + área de la viga + área de columna + área de la placa

Área de la losa	168.7	m2
Área de la viga	2.16	m2
Área de la columna	0.8525	m2
Área de la placa	5.151	m2
Cálculo del área de Acabado	176.8635	m2
Losa en una dirección		
20 cm	0.3	tn/m2
Peso de la losa	50.61	tn
Peso del acabado	21.224	tn
Peso de la tabiquería	26.53	tn
Carga muerta total	196.902	tn
Carga viva		
Oficinas	0.25	tn/m2
Corredores y Escaleras	0.5	tn/m2
Peso sísmico	217.9895	tn

TABLA N°43 Metrados de carga de placas de la azotea

ELEMENTO	Cant.	Área (m ²)	H (m)	m ³	Pe (Kg/m ³)	P (Kg)
PL-01	1	0.918	2.84	2.60712	2400	6257.088
PL-02	1	1.322	2.84	3.75448	2400	9010.752
PL-03	1	2.911	2.84	8.26724	2400	19841.376

Fuente: Elaboración propia.

TABLA N°44 Metrados de carga de placas total de la azotea

PESO TOTAL POR NIVEL	
TOTAL DE PISOS	1
PESO DE PLACAS (Tn)	35.109216
PESO TOTAL POR NIVEL (Tn)	35.109216

Fuente: Elaboración propia.

COLUMNAS

TABLA N°45 Metrados de carga de columna de la azotea

ELEMENTO	Cant.	Área (m ²)	h (m)	m ³	Pe (Kg/m ³)	P (Kg)
C - 1	8	0.25	2.84	5.68	2400	13632
C - 2	2	0.2	2.84	1.136	2400	2726.4
C - 3	2	0.175	2.84	0.994	2400	2385.6
C - 4	2	0.12	2.84	0.6816	2400	1635.84
C - 5	4	0.0625	2.84	1.2425	2400	2982
C - 6	0	0	2.84	0.2556	2400	613.44
TOTAL						23975.28

Fuente: Elaboración propia.

TABLA N°46 Metrados de carga de columna total del séptimo Nivel

PESO TOTAL POR NIVEL	
TOTAL DE PISOS	1
PESO POR COLUMNAS	23.97528
PESO TOTAL POR NIVEL	23.97528

Fuente: Elaboración propia

VIGAS

TABLA N°47 Metrados de viga de la azotea

ELEMENTO	cantidad	Área (m ²)	L (m)	m ³	Pe (Kg/m ³)	P (Kg)
VIGA V.A 01	1	0.18	1.475	0.2655	2400	637.2
VIGA V.A 02	1	0.12	1.425	0.171	2400	410.4
VIGA V.A 03	1	0.12	1.4	0.168	2400	403.2
VIGA V.A 04	1	0.12	2.525	0.303	2400	727.2
VIGA V.A 05	1	0.12	2.525	0.303	2400	727.2
VIGA V.A 06	1	0.18	6.26	1.1268	2400	2704.32
VIGA V.A 07	1	0.18	2.46	0.4428	2400	1062.72
VIGA V.A 08	1	0.18	3.95	0.711	2400	1706.4
TOTAL						33289.2

Fuente: Elaboración propia

TABLA N°48 Metrados de carga de viga total de la azotea

PESO TOTAL POR NIVEL	
TOTAL DE PISOS	1
PESO POR VIGAS (Tn)	8.37864
PESO TOTAL POR NIVEL (Tn)	8.37864

Fuente: Elaboración propia

Cálculo del área de la losa de la azotea

Área total - (área de la columna + área de la viga + área de la placa)

Área de la losa 17.57 m²

Cálculo del área de acabado

Área de la losa + área de la viga + área de columna + área de la placa

Área de la losa 17.57 m²

Área de la viga 2.16 m²

Área de la columna 0.8525 m²

Área de la placa	5.151	m2
Cálculo del área de Acabado	24.7735	m2
Losa en una dirección		
20 cm	0.3	tn/m2
Peso de la losa	5.271	tn
Peso del acabado	2.973	tn
Carga muerta total	75.707	tn
Carga viva		
Techo	0.100	tn/m2
Peso sísmico	76.14625	tn

Resumen del peso sísmico.

TABLA N°49 Resumen de metrado de carga

CUADRO DE RESÚMEN DE METRADOS DE CARGA	
NIVEL DEL EDIFICIO	PESO SÍSMICO (Tn)
PRIMER NIVEL	276.38
SEGUNDO NIVEL	244.4975
TERCER NIVEL	237.502
CUARTO NIVEL	248.392
QUINTO NIVEL	217.17525
SEXTO NIVEL	218.35675
SEPTIMO NIVEL	217.9895
AZOTEA	76.14625
TOTAL	1736.43925

Fuente: Elaboración propia.

Cálculo del cortante estático en la base

TABLA N°50 Resumen de parámetros sísmicos

Resumen Parámetros sísmicos	
Z	0.450
U	1.300
S	1.100
TP	1.000
TL	1.600
Cx	2.418
R	5.950
T	1.034
P	1736.439

Fuente: Elaboración propia.

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

$$V = 454.057 \text{ Tn}$$

Relación C/R			
C/R =	0.406		
Condiciones			
C/R > 0.125	OK		
Exponente Relacionado al periodo de vibración de la estructura			
K=	1		
K=	1.267		
Condiciones			
T < 0.5	No Cumple		
T > 0.5	Ok		

Distribución sísmica

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

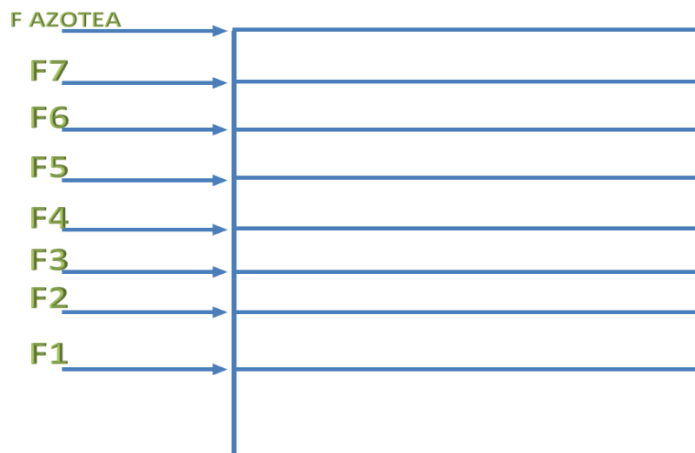
$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

TABLA N°51 Fuerza sísmica distribuida

Nivel	Altura por Nivel	Altura (h _i)	Peso Sísmico (P _i)	Pi x (h _i) ^k	α _i	F _i
Azotea	2.84	27.94	76.14625	2127.526	0.08	36.32456
7	3.24	25.1	217.9895	5471.536	0.205	93.08169
6	3.24	21.86	218.35675	4773.279	0.179	81.2762
5	3.24	18.62	217.17525	4043.803	0.151	68.56261
4	3.24	15.38	248.392	3820.269	0.143	64.93015
3	3.24	12.14	237.502	2883.274	0.108	49.03816
2	3.78	8.9	244.4975	2176.028	0.081	36.77862
1	5.12	5.12	276.38	1415.066	0.053	24.06502
			Σ Pi x (h_i)^k	26710.78		454.057

Fuente: Elaboración propia.

FIGURA N°1 Diagrama de fuerzas estáticas



Fuente: Elaboración propia.

Análisis mediante el programa Etabs.

TABLA N°52 Metrados de Carga

CUADRO DE RESÚMEN DE METRADOS DE CARGA	
NIVEL DEL EDIFICIO	PESO SÍSMICO (Tn)
PRIMER NIVEL	220.676931
SEGUNDO NIVEL	210.9939705
TERCER NIVEL	219.6029322
CUARTO NIVEL	222.844941
QUINTO NIVEL	197.8613235
SEXTO NIVEL	198.8436969
SEPTIMO NIVEL	196.1364312
AZOTEA	30.8842344
TOTAL	1497.333

Fuente: Elaboración propia.

Determinando el cortante en la base con el que fue diseñado (E-0.30, 2006).

TABLA N°53 Metrados de Carga

Resumen Parámetros sísmicos	
Z	0.400
U	1.300
S	1.400
TP	0.900
C	2.176
R	7.000
T	1.034
P	1497.333

Fuente: Elaboración propia.

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

$$V = 338.86 \text{ Tn}$$

Relación C/R			
C/R =		0.311	
Condiciones			
C/R > 0.125	OK		
Exponente Relacionado al periodo de vibración de la estructura			
K =		1	
K =		1.267	
Condiciones			
T < 0.5	No Cumple		
T > 0.5	Ok		

Distribución sísmica

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j (h_j)^k}$$

TABLA N°54 Fuerza sísmica distribuida

Nivel	Altura por Nivel	Altura (h _i)	Peso Sísmico (P _i)	P _i x (h _i) ^k	α _i	F _i (Tn)
Azotea	2.84	27.94	30.884	2099.451	0.043	14.488
7	3.24	25.1	196.136	11639.783	0.237	80.325
6	3.24	21.86	198.844	9904.865	0.202	68.352
5	3.24	18.62	197.861	8043.131	0.164	55.505
4	3.24	15.38	222.845	7110.112	0.145	49.066
3	3.24	12.14	219.603	5192.102	0.106	35.830
2	3.78	8.9	210.994	3366.256	0.069	23.230
1	5.12	5.12	220.677	1747.439	0.036	12.059
			Σ P_i x (h_i)^k	49103.140		338.856

Fuente: Elaboración propia.

Determinando el cortante en la base con la NTP E-0.030, 2016.

TABLA N°55 Fuerza sísmica distribuida

Resumen Parámetros sísmicos	
Z	0.450
U	1.300
S	1.100
TP	1.000
TL	1.600
Cx	2.418
R	5.950
T	1.034
P	1497.333

Fuente: Elaboración propia.

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

V=391.534 Tn

Relación C/R			
C/R =	0.406		
Condiciones			
C/R > 0.125	OK		
Exponente Relacionado al periodo de vibración de la estructura			
K =	1		
K =	1.267		
Condiciones			
T < 0.5	No Cumple		
T > 0.5	Ok		

Distribución sísmica

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

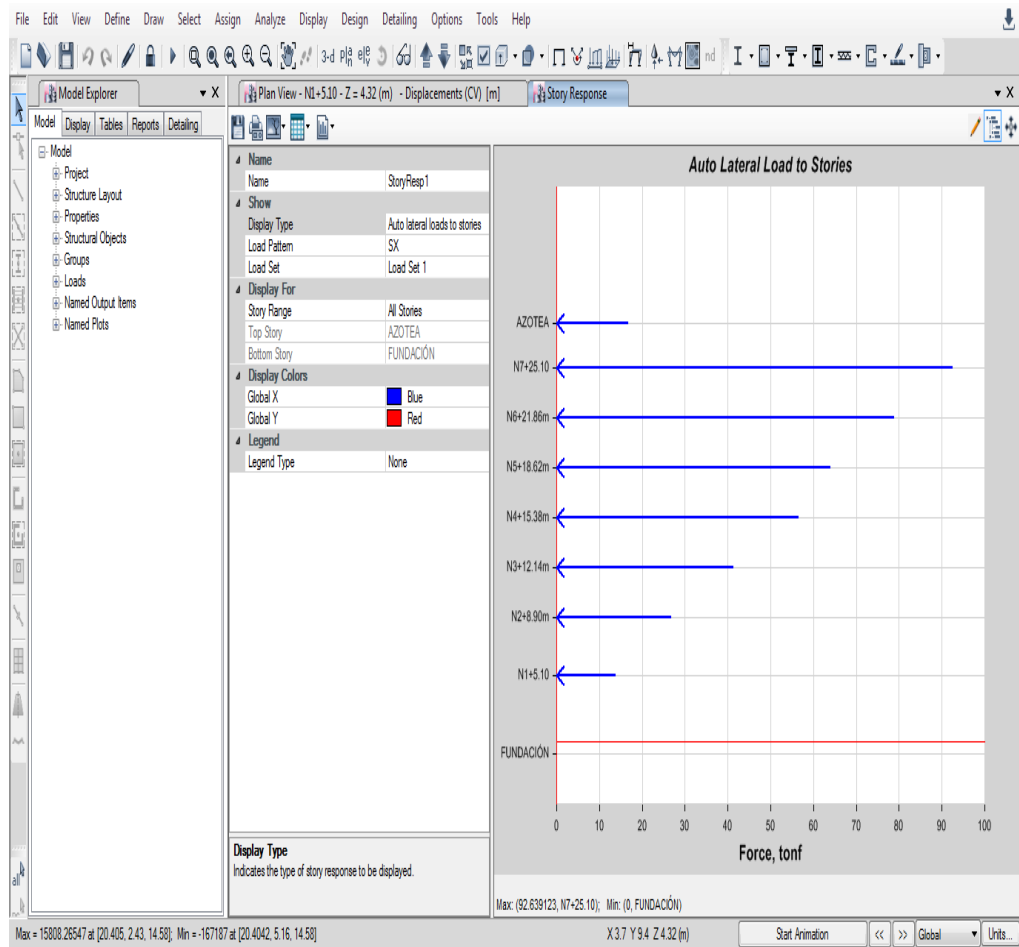
$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

TABLA N°56 Fuerza sísmica distribuida

Nivel	Altura por Nivel	Altura (h _i)	Peso Sísmico (P _i)	Pi x (h _i) ^k	α _i	F _i (Tn)
Azotea	2.84	27.94	30.884	2099.451	0.043	16.740
7	3.24	25.1	196.136	11639.783	0.237	92.812
6	3.24	21.86	198.844	9904.865	0.202	78.979
5	3.24	18.62	197.861	8043.131	0.164	64.134
4	3.24	15.38	222.845	7110.112	0.145	56.694
3	3.24	12.14	219.603	5192.102	0.106	41.400
2	3.78	8.9	210.994	3366.256	0.069	26.842
1	5.12	5.12	220.677	1747.439	0.036	13.934
			Σ Pi x (h_i)^k	49103.140		391.535

Fuente: Elaboración propia.

FIGURA N°2 Diagrama de fuerzas estáticas en el programa Etabs.



Fuente: Elaboración propia.

TABLA N°57 Diferencia entre las cortantes

Coeficiente basal Actualizado		Coeficiente basal con el que se diseñó	
ZUCS/R =	0.261	ZUCS/R =	0.226
Diferencia			
115.5462185			
Cortante basal Actualizado		Cortante basal con el que se diseñó	
V=	391.534	V=	338.86
Diferencia			
115.5461776			

Fuente: Elaboración propia.

El cortante basal estático aumenta el 15.55% con el que fue diseñado.

Anexo N°9 Análisis Dinámico

Parámetros sísmicos

1- Zonificación Sísmico

$$Z_4 = 0.450$$

2.- Factor de uso e importancia

$$U = 1.300$$

3.- Factor de amplificación del Suelo

$$S = 1.100$$

4.- Factores de los periodos T_p T_I

$$T_p = 1.000$$

$$T_I = 1.600$$

4.1 Periodos fundamentales de vibración

$$T = H_n / C_t$$

$$H_n = 27.94 \qquad C_t = 60.000$$

$$T = 0.466 \text{ seg.}$$

5.- Factor de amplificación sísmica

			Condiciones	
C=	2.500		$T < T_p$	Cumple
C=	$2.5 \times (T_p/T) =$	5.527	$T_p < T < T_I$	No Cumple
C=	$2.5 \times (T_p T_I/T) =$	8.843	$T > T_I$	No cumple

6.- Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas

R=	$R_o \times I_a \times I_p$
$R_o =$	7.000
$I_a =$	1.000
$I_p =$	0.850
R=	5.950

Resumen Parámetros sísmicos

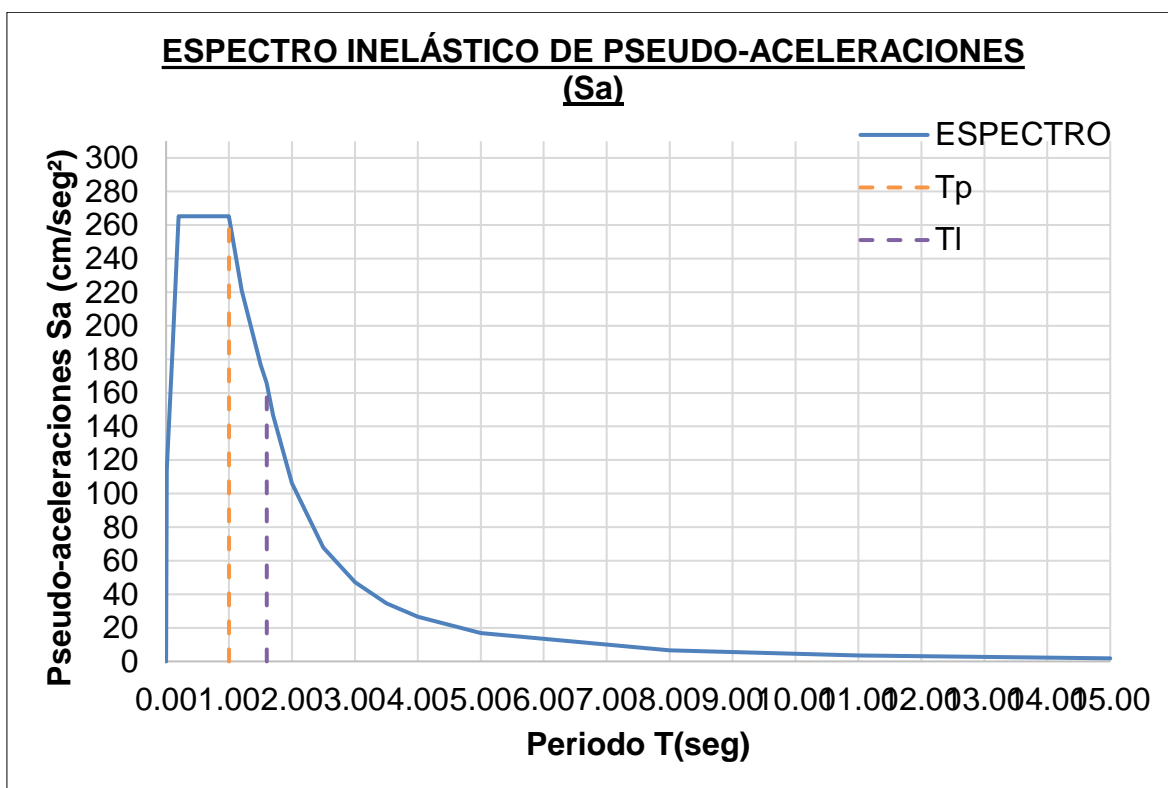
Z	0.450	
U	1.300	
S	1.100	
TP	1.000	
TL	1.600	
C	2.500	
R	5.950	
Gravedad	981.000	cm/s ²

TABLA N°1 Espectro Inelástico

Espectro Inelástico					
<u>T</u>	<u>C</u>	<u>R</u>	<u>C/R</u>	<u>ZUCS/R</u>	<u>(ZUCS/R)*g</u>
0.000	0.000	5.950	0.000	0.000	0.000
0.010	1.075	5.950	0.181	0.116	114.054
0.100	1.750	5.950	0.294	0.189	185.669
0.200	2.500	5.950	0.420	0.270	265.241
0.300	2.500	5.950	0.420	0.270	265.241
0.400	2.500	5.950	0.420	0.270	265.241
0.500	2.500	5.950	0.420	0.270	265.241
0.600	2.500	5.950	0.420	0.270	265.241
0.700	2.500	5.950	0.420	0.270	265.241
0.800	2.500	5.950	0.420	0.270	265.241
0.900	2.500	5.950	0.420	0.270	265.241
1.000	2.500	5.950	0.420	0.270	265.241
1.200	2.083	5.950	0.350	0.225	221.034
1.500	1.667	5.950	0.280	0.180	176.827
1.600	1.563	5.950	0.263	0.169	165.776
1.700	1.384	5.950	0.233	0.150	146.846
2.000	1.000	5.950	0.168	0.108	106.096
2.500	0.640	5.950	0.108	0.069	67.902
3.000	0.444	5.950	0.075	0.048	47.154
3.500	0.327	5.950	0.055	0.035	34.644
4.000	0.250	5.950	0.042	0.027	26.524
5.000	0.160	5.950	0.027	0.017	16.975
8.000	0.063	5.950	0.011	0.007	6.631
11.000	0.033	5.950	0.006	0.004	3.507
15.000	0.018	5.950	0.003	0.002	1.886

Fuente: Elaboración propia.

FIGURA N°1 Espectro Pseudo-aceleraciones



Fuente: Elaboración propia.

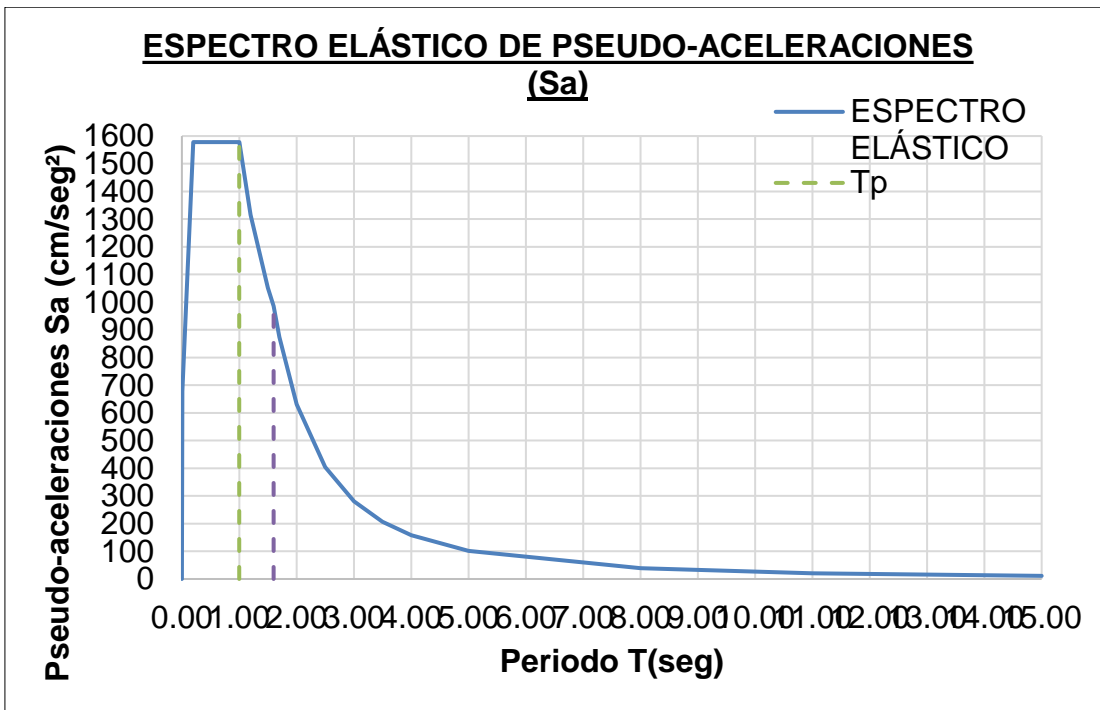
TABLA N°2 Espectro Elástico

Espectro Elástico					
<u>T</u>	<u>C</u>	<u>R</u>	<u>C/R</u>	<u>ZUCS/R</u>	<u>(ZUCS/R)*g</u>
0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.00
0.010	1.075	1.000	1.075	0.692	678.62
0.100	1.750	1.000	1.750	1.126	1104.73
0.200	2.500	1.000	2.500	1.609	1578.18
0.300	2.500	1.000	2.500	1.609	1578.18
0.400	2.500	1.000	2.500	1.609	1578.18
0.500	2.500	1.000	2.500	1.609	1578.18
0.600	2.500	1.000	2.500	1.609	1578.18
0.700	2.500	1.000	2.500	1.609	1578.18
0.800	2.500	1.000	2.500	1.609	1578.18
0.900	2.500	1.000	2.500	1.609	1578.18
1.000	2.500	1.000	2.500	1.609	1578.18
1.200	2.083	1.000	2.083	1.341	1315.15
1.500	1.667	1.000	1.667	1.073	1052.12
1.600	1.563	1.000	1.563	1.005	986.36
1.700	1.384	1.000	1.384	0.891	873.73
2.000	1.000	1.000	1.000	0.644	631.27

2.500	0.640	1.000	0.640	0.412	404.02
3.000	0.444	1.000	0.444	0.286	280.57
3.500	0.327	1.000	0.327	0.210	206.13
4.000	0.250	1.000	0.250	0.161	157.82
5.000	0.160	1.000	0.160	0.103	101.00
8.000	0.063	1.000	0.063	0.040	39.45
11.000	0.033	1.000	0.033	0.021	20.87
15.000	0.018	1.000	0.018	0.011	11.22

Fuente: Elaboración propia.

FIGURA N°2 Espectro Pseudo-aceleraciones



Fuente: Elaboración propia.

Verificación del sistema estructural.

TABLA N°3 Sistema estructural, diseñado con la NTP E-0.30, 2006.

Esfuerzo a corte de Columnas (E-0.30, 2006)		
SISTEMA ESTRUCTURAL		
	Esfuerzo a corte en X	Porcentaje (%)
MUROS ESTRCUTURALES	322.08585	37.677
PORTICOS	532.77983	62.323
Total	854.86568	100
CONDICIÓN		DUAL

Fuente: Elaboración propia.

TABLA N°4 Sistema estructural, diseñado con la NTP E-0.30, 2016.

Fuerzas de entrepiso (E-0.30, 2016)		
SISTEMA ESTRUCTURAL		
	Esfuerzo a corte en X	Porcentaje (%)
MUROS ESTRCUTURALES	370.00226	37.801
PORTICOS	608.81451	62.199
Total	978.81677	100
CONDICIÓN		DUAL

Fuente: Elaboración propia.

Derivas Máximas.

ESTRUCTURA	IRREGULAR
R	5.95

TABLA N°5 Derivas Elásticas e Inelásticas.

NIVEL	X-X		Y-Y	
	DERIVAS ELÁSTICAS	DERIVAS INELÁSTICAS	DERIVAS ELÁSTICAS	DERIVAS INELÁSTICAS
AZOTEA	0.03765	0.2240175	0.027223	0.16197685
N7+25.10	0.025335	0.15074325	0.022882	0.1361479
N6+21.86m	0.02597	0.1545215	0.029435	0.17513825
N5+18.62m	0.025019	0.14886305	0.028405	0.16900975
N4+15.38m	0.022255	0.13241725	0.025384	0.1510348
N3+12.14m	0.017015	0.10123925	0.019596	0.1165962
N2+8.90m	0.008476	0.0504322	0.009894	0.0588693
N1+5.12m	0.003967	0.02360365	0.004246	0.0252637

Fuente: Elaboración propia.

TABLA N°6 Condiciones de la derivas

DERIVAS PERMISIBLES	CONDICIÓN PARA X-X	CONDICIÓN PARA Y-Y
0.007	NO CUMPLE	NO CUMPLE
0.007	NO CUMPLE	NO CUMPLE
0.007	NO CUMPLE	NO CUMPLE
0.007	NO CUMPLE	NO CUMPLE
0.007	NO CUMPLE	NO CUMPLE
0.007	NO CUMPLE	NO CUMPLE
0.007	NO CUMPLE	NO CUMPLE
0.007	NO CUMPLE	NO CUMPLE

Fuente: Elaboración propia.

Derivas elásticas e inelásticas con la NTP E-0.30, 2006.

Derivas Elásticas e Inelásticas con el que fue diseñado	
Reducción sísmica (R)	7
Factor de reducción Inelastica	5.25

TABLA N°7 Derivas elásticas e inelásticas con la NTP E-0.30, 2006.

NIVEL	X-X		Y-Y	
	DERIVAS ELÁSTICAS	DERIVAS INELÁSTICAS	DERIVAS ELÁSTICAS	DERIVAS INELÁSTICAS
AZOTEA	0.032649	0.17140725	0.024015	0.12607875
N7+25.10	0.02197	0.1153425	0.019838	0.1041495
N6+21.86m	0.023707	0.12446175	0.025907	0.13601175
N5+18.62m	0.022849	0.11995725	0.025002	0.1312605
N4+15.38m	0.020349	0.10683225	0.022348	0.117327
N3+12.14m	0.0156	0.0819	0.017261	0.09062025
N2+8.90m	0.007816	0.041034	0.008729	0.04582725
N1+5.12m	0.003439	0.01805475	0.003682	0.0193305

Fuente: Elaboración propia.

TABLA N°8 Condiciones de la derivas

DERIVAS PERMISIBLES	CONDICIÓN PARA X-X	CONDICIÓN PARA Y-Y
0.007	NO CUMPLE	NO CUMPLE
0.007	NO CUMPLE	NO CUMPLE
0.007	NO CUMPLE	NO CUMPLE
0.007	NO CUMPLE	NO CUMPLE
0.007	NO CUMPLE	NO CUMPLE
0.007	NO CUMPLE	NO CUMPLE
0.007	NO CUMPLE	NO CUMPLE

Fuente: Elaboración propia.

Desplazamientos Elásticas e Inelásticas con el que fue diseñado

Reducción sísmica (R)	7
Factor de reducción Inelástica	5.25

TABLA N°9 Desplazamiento de la estructura

Desplazamiento en X				
Desplazamientos máximos en el centro del diafragma				
Niveles	Diafragma	Load Case/Combo	Elástico	Inelástico
			m	m
AZOTEA	D8	ESPECTRO X ANT Max	0.097503	0.51189075
N7+25.10	D7	ESPECTRO X ANT Max	0.085948	0.451227
N6+21.86m	D6	ESPECTRO X ANT Max	0.078728	0.413322
N5+18.62m	D5	ESPECTRO X ANT Max	0.069497	0.36485925
N4+15.38m	D4	ESPECTRO X ANT Max	0.05868	0.30807
N3+12.14m	D3	ESPECTRO X ANT Max	0.046223	0.24267075
N2+8.90m	D2	ESPECTRO X ANT Max	0.032305	0.16960125
N1+5.10	D1	ESPECTRO X ANT Max	0.01468	0.07707

Fuente: Elaboración propia.

TABLA N°10 Desplazamiento de la estructura

Desplazamiento en Y				
Desplazamientos máximos en el centro del diafragma				
Niveles	Diafragma a	Load Case/Combo	Elástico	Inelástico
			m	m
AZOTEA	D8	ESPECTRO Y ANT Max	0.073987	0.38843175
N7+25.10	D7	ESPECTRO Y ANT Max	0.072556	0.380919
N6+21.86m	D6	ESPECTRO Y ANT Max	0.066006	0.3465315
N5+18.62m	D5	ESPECTRO Y ANT Max	0.057976	0.304374
N4+15.38m	D4	ESPECTRO Y ANT Max	0.048197	0.25303425
N3+12.14m	D3	ESPECTRO Y ANT Max	0.036352	0.190848
N2+8.90m	D2	ESPECTRO Y ANT Max	0.025047	0.13149675
N1+5.10	D1	ESPECTRO Y ANT Max	0.010969	0.05758725

Fuente: Elaboración propia.

Desplazamientos Elásticas e Inelásticas actual

ESTRUCTURA

R 5.95

TABLA N°11 Desplazamiento de la estructura

Desplazamiento en X				
Desplazamientos máximos en el centro del diafragma				
Niveles	Diafragma	Load Case/Combo	Elástico	Inelástico
			m	m
AZOTEA	D8	ESPECTRO X Max	0.112486	0.6692917
N7+25.10	D7	ESPECTRO X Max	0.099286	0.5907517
N6+21.86m	D6	ESPECTRO X Max	0.090947	0.54113465
N5+18.62m	D5	ESPECTRO X Max	0.080284	0.4776898
N4+15.38m	D4	ESPECTRO X Max	0.06779	0.4033505
N3+12.14m	D3	ESPECTRO X Max	0.053399	0.31772405
N2+8.90m	D2	ESPECTRO X Max	0.037319	0.22204805
N1+5.10	D1	ESPECTRO X Max	0.016957	0.10089415

Fuente: Elaboración propia.

TABLA N°12 Desplazamiento de la estructura

Desplazamiento en Y				
Desplazamientos máximos en el centro del diafragma				
Niveles	Diafragma	Load Case/Combo	Elástico	Inelástico
			m	m
AZOTEA	D8	ESPECTRO Y Max	0.085002	0.5057619
N7+25.10	D7	ESPECTRO Y Max	0.083458	0.4965751
N6+21.86m	D6	ESPECTRO Y Max	0.075906	0.4516407
N5+18.62m	D5	ESPECTRO Y Max	0.066657	0.39660915
N4+15.38m	D4	ESPECTRO Y Max	0.055395	0.32960025
N3+12.14m	D3	ESPECTRO Y Max	0.041727	0.24827565
N2+8.90m	D2	ESPECTRO Y Max	0.028742	0.1710149
N1+5.10	D1	ESPECTRO Y Max	0.012561	0.07473795

Fuente: Elaboración propia.

Relación entre el cortante estático y dinámico

TABLA N°13 Relación estático y dinámico

Relación del cortante Estático y Dinámico (E-0.30, 2006)			
En X		En Y	
Vestático	338.855	Vestático	322.969
Vdinámico	254.3493	Vdinámico	200.0641
1.332242707		1.614327608	
No Cumple		No Cumple	

Fuente: Elaboración propia.

TABLA N°14 Relación estático y dinámico actualizado

Relación del cortante Estático y Dinámico (E-0.30, 2016)			
En X		En Y	
Vestático	391.534	Vestático	373.13
Vdinámico	293.8279	Vdinámico	370.756
1.365715101		1.646525817	
No Cumple		No Cumple	

Fuente: Elaboración propia.

Se observa que el el cortante dinámico de la estructura para ambos casos no llegan al 90% del cortante estático. La cual, se modificará por los factores de proporcionalidad multi´licando a la gravedad respectivamente y se procederá a nuevamente a analizar la estructura.

TABLA N°15 Relación estático y dinámico

Relación del cortante Estático y Dinámico Modificado (E-0.30, 2006)			
En X		En Y	
Vestático	338.855	Vestático	322.969
Vdinámico	340.7113	Vdinámico	321.0109
Cumple		Cumple	

Fuente: Elaboración propia.

TABLA N°16 Relación estático y dinámico

Relación del cortante Estático y Dinámico Modificado (E-0.30, 2016)			
En X		En Y	
Vestático	391.534	Vestático	373.13
Vdinámico	393.7822	Vdinámico	370.756
Cumple		Cumple	

Fuente: Elaboración propia.

TABLA N°17 Modos de vibración

TABLE: Porcentaje de masa participativa						
Case	Modos	Periodo	Masa en	Masa en	Acumulado X	Acumulado Y
		sec	X	Y		
MODAL ESPECTRAL	1	1.085	0.08%	82.36%	0.10%	82.38%
MODAL ESPECTRAL	2	1.034	65.03%	0.04%	65.13%	82.42%
MODAL ESPECTRAL	3	0.913	17.24%	0.74%	82.37%	83.16%
MODAL ESPECTRAL	4	0.326	1.35%	6.77%	83.72%	89.94%
MODAL ESPECTRAL	5	0.306	4.78%	3.22%	88.51%	93.15%
MODAL ESPECTRAL	6	0.258	4.61%	0.09%	93.12%	93.24%
MODAL ESPECTRAL	7	0.193	0.01%	0.11%	93.13%	93.35%
MODAL ESPECTRAL	8	0.172	0.88%	0.90%	94.02%	94.26%
MODAL ESPECTRAL	9	0.148	1.08%	2.24%	95.10%	96.50%
MODAL ESPECTRAL	10	0.122	1.16%	0.02%	96.25%	96.52%
MODAL ESPECTRAL	11	0.119	0.85%	0.66%	97.10%	97.18%
MODAL ESPECTRAL	12	0.099	0.03%	0.01%	97.14%	97.19%
MODAL ESPECTRAL	13	0.097	0.25%	0.00%	97.39%	97.19%
MODAL ESPECTRAL	14	0.089	0.53%	1.13%	97.93%	98.32%
MODAL ESPECTRAL	15	0.085	0.22%	0.01%	98.15%	98.33%
MODAL ESPECTRAL	16	0.076	0.00%	0.01%	98.15%	98.35%
MODAL ESPECTRAL	17	0.076	0.08%	0.09%	98.23%	98.43%
MODAL ESPECTRAL	18	0.075	0.28%	0.11%	98.52%	98.54%
MODAL ESPECTRAL	20	0.073	0.13%	0.09%	98.64%	98.64%
MODAL ESPECTRAL	21	0.071	0.02%	0.00%	98.67%	98.64%
MODAL ESPECTRAL	22	0.071	0.01%	0.00%	98.67%	98.64%
MODAL ESPECTRAL	23	0.07	0.00%	0.01%	98.68%	98.65%
MODAL ESPECTRAL	24	0.07	0.04%	0.00%	98.71%	98.65%
MODAL ESPECTRAL	25	0.07	0.03%	0.04%	98.74%	98.69%
MODAL ESPECTRAL	26	0.068	0.00%	0.02%	98.74%	98.71%
MODAL ESPECTRAL	27	0.066	0.01%	0.08%	98.75%	98.79%
MODAL ESPECTRAL	28	0.065	0.01%	0.01%	98.76%	98.79%
MODAL ESPECTRAL	29	0.063	0.10%	0.01%	98.85%	98.80%

MODAL ESPECTRAL	30	0.06	0.43%	0.44%	99.28%	99.24%
MODAL ESPECTRAL	31	0.056	0.00%	0.01%	99.28%	99.25%
MODAL ESPECTRAL	32	0.055	0.00%	0.01%	99.28%	99.26%
MODAL ESPECTRAL	33	0.055	0.00%	0.01%	99.28%	99.27%
MODAL ESPECTRAL	34	0.054	0.00%	0.00%	99.28%	99.27%
MODAL ESPECTRAL	35	0.054	0.00%	0.00%	99.28%	99.27%
MODAL ESPECTRAL	36	0.052	0.01%	0.00%	99.29%	99.27%
MODAL ESPECTRAL	37	0.052	0.00%	0.00%	99.30%	99.27%
MODAL ESPECTRAL	38	0.049	0.22%	0.30%	99.52%	99.57%
MODAL ESPECTRAL	39	0.044	0.22%	0.19%	99.73%	99.76%
MODAL ESPECTRAL	40	0.04	0.00%	0.00%	99.73%	99.76%
MODAL ESPECTRAL	41	0.038	0.09%	0.05%	99.82%	99.81%
MODAL ESPECTRAL	43	0.036	0.03%	0.02%	99.85%	99.83%
MODAL ESPECTRAL	44	0.035	0.03%	0.11%	99.88%	99.94%
MODAL ESPECTRAL	45	0.033	0.00%	0.01%	99.88%	99.95%
MODAL ESPECTRAL	46	0.033	0.00%	0.00%	99.88%	99.95%
MODAL ESPECTRAL	47	0.032	0.01%	0.00%	99.89%	99.95%
MODAL ESPECTRAL	48	0.031	0.00%	0.01%	99.90%	99.96%
MODAL ESPECTRAL	49	0.029	0.03%	0.03%	99.93%	99.99%
MODAL ESPECTRAL	50	0.028	0.00%	0.01%	99.94%	100.00%
MODAL ESPECTRAL	51	0.026	0.00%	0.00%	99.94%	100.00%
MODAL ESPECTRAL	52	0.023	0.00%	0.00%	99.94%	100.00%
MODAL ESPECTRAL	53	0.018	0.04%	0.00%	99.98%	100.00%
MODAL ESPECTRAL	54	0.017	0.00%	0.00%	99.98%	100.00%
MODAL ESPECTRAL	55	0.016	0.00%	0.00%	99.98%	100.00%
MODAL ESPECTRAL	56	0.015	0.00%	0.00%	99.98%	100.00%
MODAL ESPECTRAL	57	0.015	0.00%	0.00%	99.98%	100.00%
MODAL ESPECTRAL	58	0.015	0.00%	0.00%	99.98%	100.00%
MODAL ESPECTRAL	59	0.014	0.00%	0.00%	99.98%	100.00%
MODAL ESPECTRAL	60	0.014	0.00%	0.00%	99.98%	100.00%

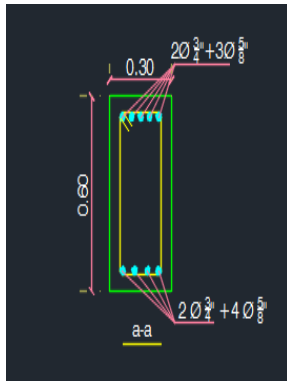
Fuente: Elaboración propia.

Anexo N°10 Análisis estático no lineal

Momento - curva de las secciones sometidas a flexión

Viga 101

1. Datos Generales.



DATOS GEOMETRICOS	
b(cm)=	30
h(cm)=	60
d'(cm)=	5.905
d(cm)=	54.095

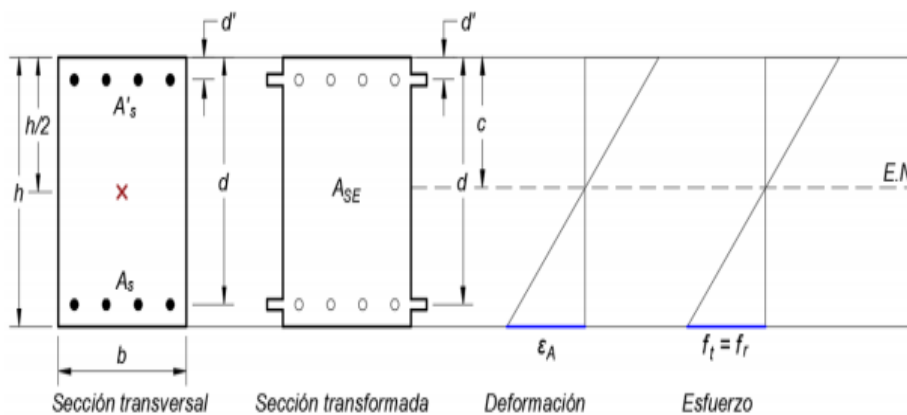
DATOS PARTICULARES	
$\epsilon_{cu}(m)=$	0.003
$A_s(cm^2)=$	13.64
$\epsilon_y(m)=$	0.0020
$\beta_1=$	0.85
$A_s'(cm^2)=$	11.65

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES			
$f'_c(kg/cm^2)=$	210	$E_c(kg/cm^2)=$	217371
$f_y(kg/cm^2)=$	4200	n=	9.20
$E_s(kg/cm^2)=$	2000000	$A_{smin}(cm^2)=$	5.41

p=	0.008404967
p _b =	0.02125
p`=	0.007178729
p _{max} =	0.014214364

Condición p _{max} > p	Cumple
-----------------------------------	--------

2. AGRIETAMIENTO. Momento y Curvatura de Agrietamiento.

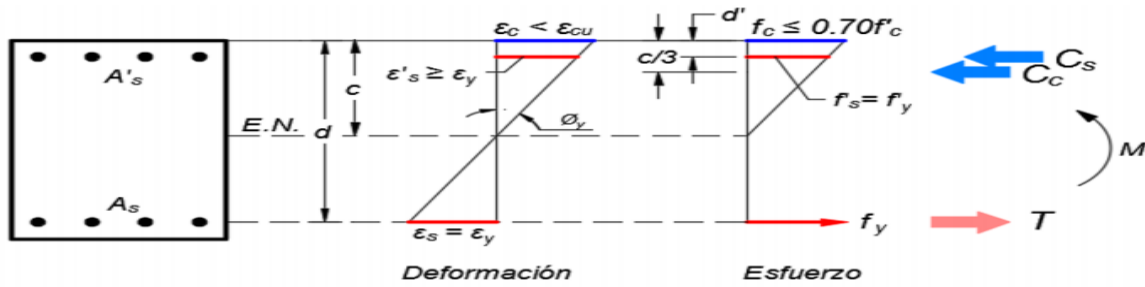


AREA DE SECCION EQUIVALENTE	A_{se}=	2007.40	cm ²
MODULO DE ROTURA	Fr =	28.98	kg/cm ²
PROF. DEL EJE NEUTRO	C=	30.20	cm
INERCIA DE SECCION EQUIVALENTE	I_{se}=	660333.05	cm ⁴
MOMENTO AGRIETADO	Ma=	642135	kg.cm

3. CEDENCIA. Momento y Curvatura Cedente.

HIPÓTESIS 1:

Comportamiento lineal elástico del concreto
 El acero superior en compresión está cediendo o ya cedió
 El Concreto no ha alcanzado el agotamiento



3.1.1. Determinación del EJE NEUTRO.

$TAs = Cc + CA_{s'}$	57288	kg
----------------------	-------	----

$(Ec \cdot \epsilon_y \cdot b) c^2 + (2 \cdot Fy (As - As')) c - 2 \cdot (As - As') Fy \cdot d = 0$

Ac²=	6521
Bc=	8358
D=	-452126.01

Prof. Del eje neutro "c"=	7.71	cm
----------------------------------	------	----

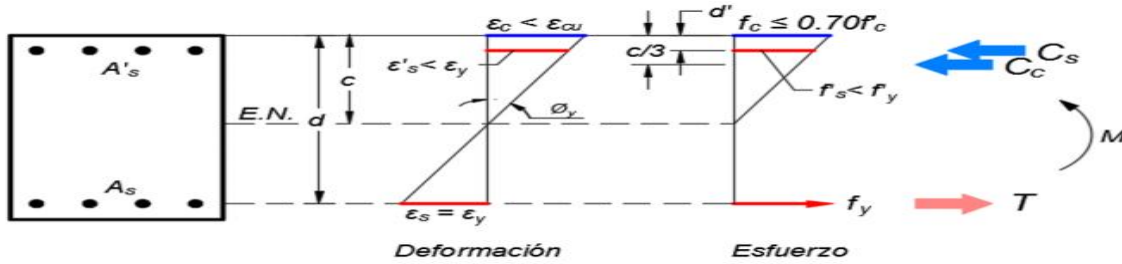
3.2. Verificación de hipótesis.

εc=	0.000332	rad
ε's=	0.000078	rad
Fc=	72.27	kg/cm²
Fc límite=	147	kg/cm²

Condiciones	
OK	$\epsilon_c < \epsilon_{cu}$
No Cumple	$\epsilon'_s > \epsilon_y$
OK	$F_c < F_c \text{ límite}$

HIPÓTESIS 2:

Comportamiento lineal elástico del concreto
 El acero superior en compresión No está cediendo
 El Concreto no ha alcanzado el agotamiento



3.2.1. Determinación del EJE NEUTRO.

$$(E_c \cdot \epsilon_y \cdot b / 2) c^2 + F_y (A_s + A_{s'}) c - (A_{s'} d + A_s d') F_y = 0$$

Ac²=	6521
Bc=	106218
D=	-3387926.01

Prof. Del eje neutro "c" =	16.06	cm
-----------------------------------	-------	----

3.2. Verificación de hipótesis.

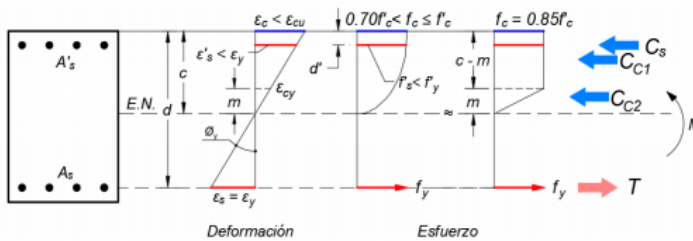
εc=	0.000845	rad
ε's=	0.000534	rad
Fc=	183.57	kg/cm²
Fc límite=	147.00	kg/cm²
f's=	1068	kg/cm²

Condiciones	
OK	εc < εcu
ok	ε's < εy
no cumple	Fc < Fc límite

HIPÓTESIS 3:

- Comportamiento No lineal elástico del concreto
- El acero superior en compresión No está cediendo
- El Concreto no ha alcanzado el agotamiento

TAs = Cc + CAs'	57288	kg
εcy=	0.0008	m
0.85 f'c=	178.5	kg/cm²



3.3.1. Determinación del EJE NEUTRO.

$$c^2(2\varepsilon_y + \varepsilon_{cy})(0.85f'_c \cdot b) - c[(2\varepsilon_y + \varepsilon_{cy})(0.85f'_c \cdot bd) + 2\varepsilon_y f_y (A_s + A'_s) + 0.85f'_c \cdot b\varepsilon_{cy}d] + [2\varepsilon_y f_y (A_s d + A'_s d') + 0.85f'_c \cdot b\varepsilon_{cy} \cdot d^2] = 0$$

Ac²=	25.704
Bc=	-2047.07286
D=	26087.84054

Prof. Del eje neutro c=	15.93	cm
m min=	15.27	cm

3.2. Verificación de hipótesis.

εc=	0.000835	rad
ε's=	0.000525	rad
f's=	1051	kg/cm²
Fc límite=	147.00	kg/cm²
Fc=	181.47	kg/cm²

Condiciones	
Ok	εc < εcu
Ok	ε's < εy
Ok	Fc límite < Fc < f'c

Cc1=	3560.25	kg
Cc2=	40874.07	kg
Cs=	12241.60	kg

Cc =	44434	kg
Cs =	12242	kg

MOMENTO CEDENTE	My= 2757248	kg.cm
CURVATURA CEDENTE	Φy= 5.24E-05	rad/cm

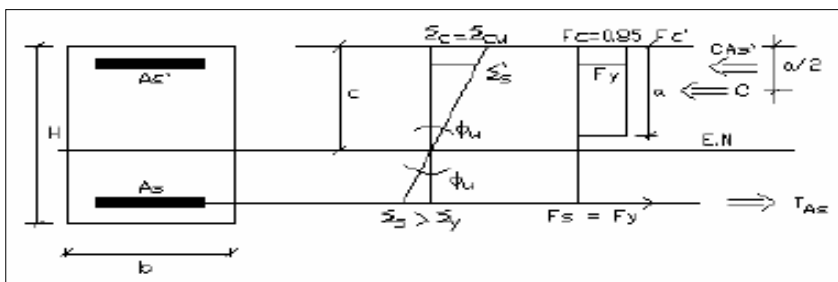
4. AGOTAMIENTO. Momento y Curvatura Última.

HIPÓTESIS 1: El As y el As' está cediendo o ya cedió

Comportamiento elástico perfectamente plástico del acero

El Concreto alcanzó el agotamiento

Eje neutro entre As y As'; As' en compresión



4.1. Hallando la altura "a" del bloque de whitney

$$a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{0.85 f'_c b}$$

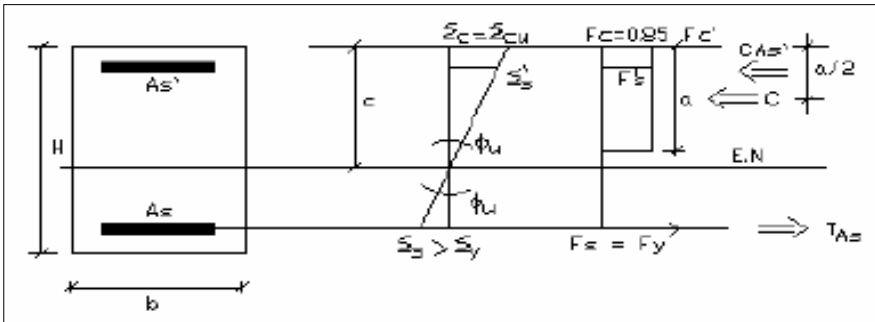
a = cm

4.1. Determinación del EJE NEUTRO.

Prof. Del eje neutro c=	1.84	cm
ε's=	-0.006647553	rad
εs=	0.09	cm

Condiciones	
No Cumple	ε's > εy
OK	εs > εy

HIPÓTESIS 2: As' no ha cedido
 Comportamiento elástico perfectamente plástico del acero
 As esta en cedencia y el Concreto no ha agotado
 Eje neutro entre As y As'; As' en compresión



4.2. Determinación del EJE NEUTRO.

$$(0.85f'_c\beta_1b) c^2 + (As'E_s\varepsilon_{cu} - AsF_y) c - As'd'E_s\varepsilon_{cu} = 0$$

A	4551.75
B	12612
D	-412759.5

Prof. Del eje neutro c=

4.1. Hallando la altura "a" del bloque de whitney

a = cm

ε's=	0.000849	rad
εs=	0.02	cm

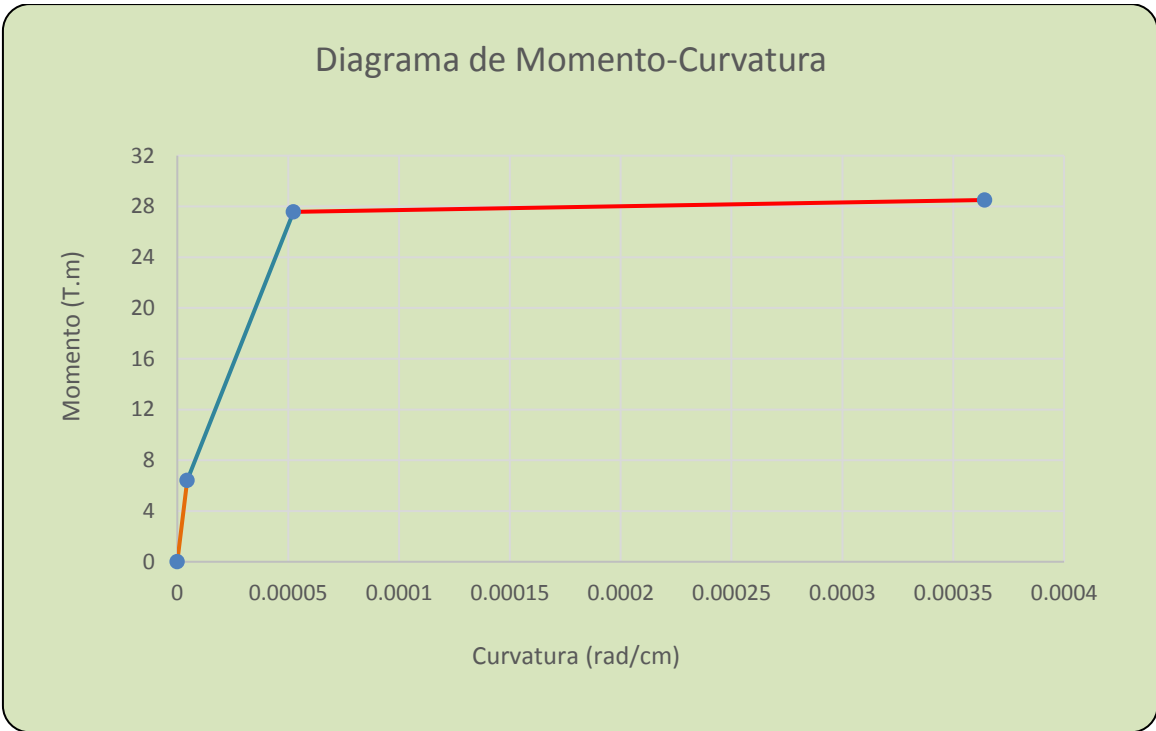
f's=	1698.954192	kg/cm2
Condiciones		
OK	$\epsilon's < \epsilon_y$	
OK	$\epsilon_s > \epsilon_y$	

Cc =	37495	kg
Cs =	19793	kg

MOMENTO AGOTAMIENTO - ÚLTIMO	Mu=	2850849	kg.cm
CURVATURA AGOTAMIENTO - ÚLTIMO	Φu=	0.00036	rad/cm

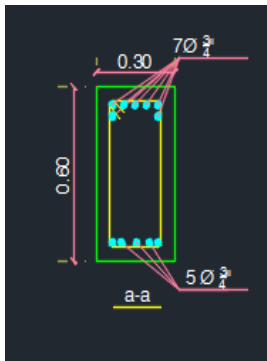
Tabla de Momento Curvatura		
Condición	Curvatura (Rad/cm)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Agrietamiento	0.00000447	6.42
Cedencia	0.00005240	27.57
Última	0.00036419	28.51

DUCTILIDAD	
μ=	6.95



Viga 102 a 107 corte A-A

1. Datos Generales.



DATOS GEOMETRICOS	
b(cm)=	30
h(cm)=	60
d'(cm)=	5.905
d(cm)=	54.095

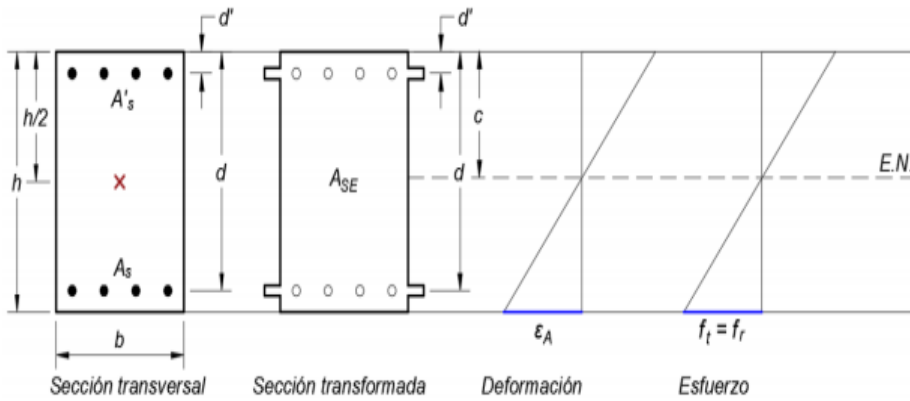
DATOS PARTICULARES	
$\epsilon_{cu}(m)=$	0.003
$A_s(cm^2)=$	14.2
$\epsilon_y(m)=$	0.0020
$\beta_1=$	0.85
$A_s'(cm^2)=$	19.88

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES			
$f'_c(kg/cm^2)=$	210	$E_c(kg/cm^2)=$	217371
$f_y(kg/cm^2)=$	4200	n=	9.20
$E_s(kg/cm^2)=$	2000000	$A_{smin}(cm^2)=$	5.41

p=	0.008750039
p _b =	0.02125
p' =	0.012250054
p _{max} =	0.016750027

Condición p _{max} > p	Cumple
--------------------------------	--------

2. AGRIETAMIENTO. Momento y Curvatura de Agrietamiento.



AREA DE SECCION EQUIVALENTE	Ase=	2079.49	cm ²
MODULO DE ROTURA	Fr =	28.98	kg/cm ²
PROF. DEL EJE NEUTRO	C=	29.46	cm
INERCIA DE SECCION EQUIVALENTE	Ise=	701655.01	cm ⁴

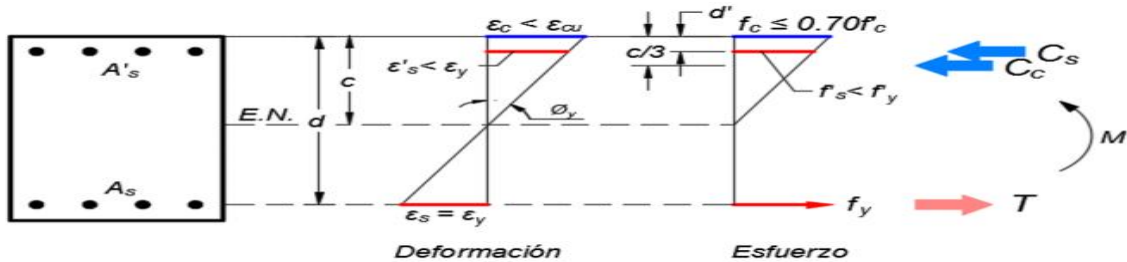
MOMENTO AGRIETADO	Ma=	665883	kg.cm
CURVATURA AGRIETADO	Φa=	4.4E-06	rad/cm

3. CEDENCIA. Momento y Curvatura Cedente.

HIPÓTESIS 2:

- Comportamiento lineal elástico del concreto
- El acero superior en compresión No está cediendo
- El Concreto no ha alcanzado el agotamiento

TAs = Cc + CAs'	59640	kg
------------------------	-------	----



3.2.1. Determinación del EJE NEUTRO.

$$(E_c \cdot \epsilon_y \cdot b / 2) c^2 + F_y (A_s + A_s') c - (A_s d + A_s' d') F_y = 0$$

Ac²=	6521
Bc=	143136
D=	-3719269.68

Prof. Del eje neutro "c" =	15.31	cm
-----------------------------------	-------	----

3.2. Verificación de hipótesis.

εc=	0.000789	rad
------------	----------	-----

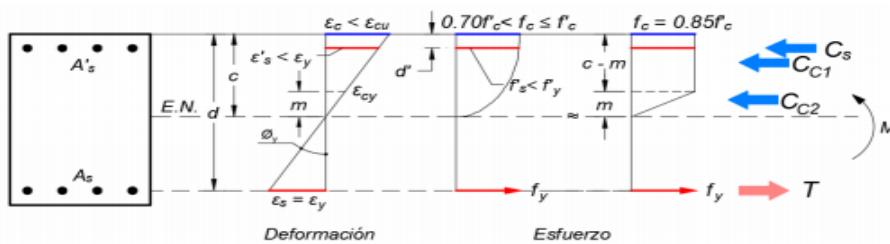
$\epsilon's=$	0.000485	rad
$F_c=$	171.58	kg/cm ²
$F_c \text{ límite}=$	147.00	kg/cm ²
$f's=$	970	kg/cm ²

Condiciones	
OK	$\epsilon c < \epsilon_{cu}$
OK	$\epsilon's < \epsilon_y$
No cumple	$F_c < F_c \text{ límite}$

HIPÓTESIS 3:

Comportamiento No lineal elástico del concreto
 El acero superior en compresión No está cediendo
 El Concreto no ha alcanzado el agotamiento

$TAs = Cc + CA_s'$	59640	kg
$\epsilon_{cy}=$	0.0008	m
$0.85 f'_c=$	178.5	kg/cm ²



3.3.1. Determinación del EJE NEUTRO.

$$c^2(2\epsilon_y + \epsilon_{cy})(0.85f'_c \cdot b) - c[(2\epsilon_y + \epsilon_{cy})(0.85f'_c \cdot bd) + 2\epsilon_y f_y (A_s + A'_s) + 0.85f'_c \cdot b\epsilon_{cy}d] + [2\epsilon_y f_y (A_s d + A'_s d') + 0.85f'_c \cdot b\epsilon_{cy} \cdot d^2] = 0$$

$Ac^2=$	25.704
$Bc=$	-2194.74486
$D=$	27413.21522

Prof. Del eje neutro $c=$	15.19	cm
$m \text{ min}=$	15.19	cm

3.2. Verificación de hipótesis.

$\epsilon c=$	0.000781	rad
$\epsilon's=$	0.000478	rad
$f's=$	955	kg/cm ²
$F_c \text{ límite}=$	147.00	kg/cm ²
$F_c=$	169.80	kg/cm ²

Condiciones	
Ok	$\epsilon c < \epsilon_{cu}$
Ok	$\epsilon's < \epsilon_y$
Ok	$F_c \text{ límite} < F_c < f'_c$

Cc1=	0.00	kg
Cc2=	40682.36	kg
Cs=	18988.64	kg

Cc =	40682	kg
Cs =	18989	kg

MOMENTO CEDENTE	My=	2909730	kg.cm
CURVATURA CEDENTE	Φy=	5.14E-05	rad/cm

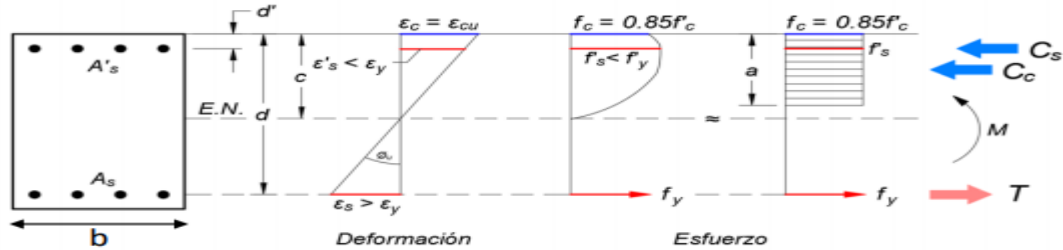
4. AGOTAMIENTO. Momento y Curvatura Última.

HIPÓTESIS 2: **As' no ha cedido**

Comportamiento elástico perfectamente plástico del acero

As esta en cedencia y el Concreto no ha agotado

Eje neutro entre As y As'; As' en compresión



4.2. Determinación del EJE NEUTRO.

$$(0.85f_c \beta_1 b) c^2 + (A_s' E_s \epsilon_{cu} - A_s F_y) c - A_s d' E_s \epsilon_{cu} = 0$$

Ac²=	4551.75
Bc=	59640
D=	-704348.4

Prof. Del eje neutro c=	7.51 cm
--------------------------------	---------

4.1. Hallando la altura "a" del bloque de whitney

a =	6.38	cm
------------	------	----

ε's=	0.000640	rad
εs=	0.02	cm
f's=	1280.978765	kg/cm²

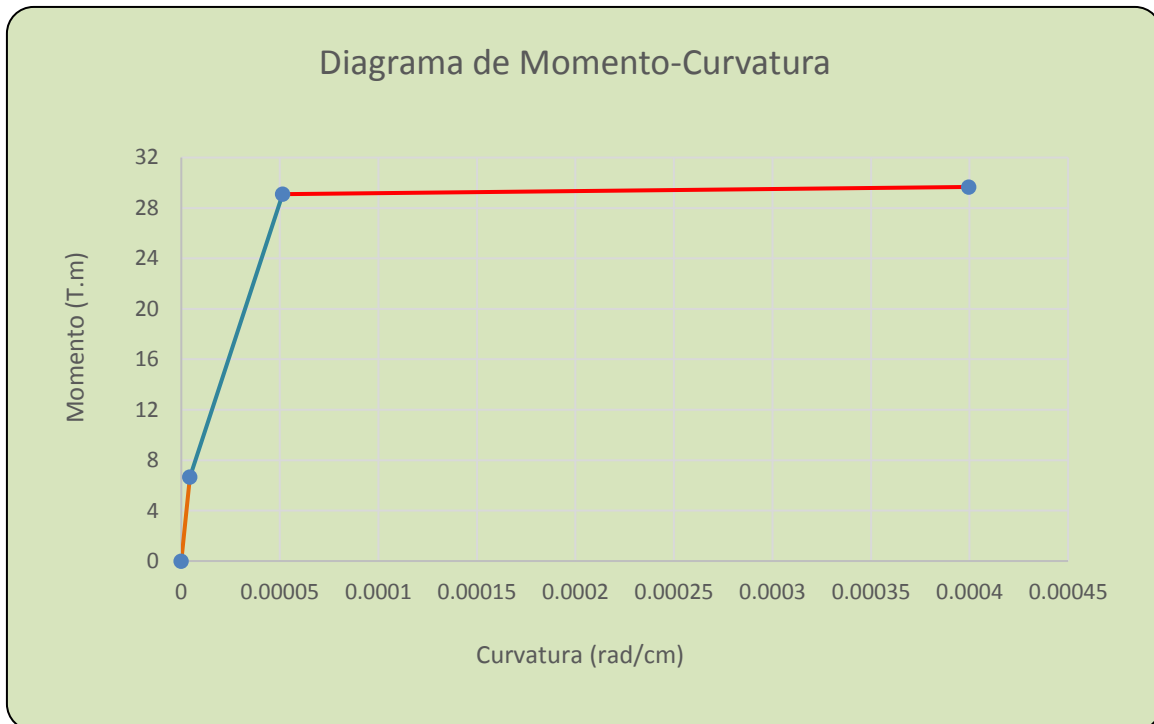
Condiciones	
OK	ε's < εy
OK	εs > εy

Cc =	34174	kg
Cs =	25466	kg

MOMENTO AGOTAMIENTO - ÚLTIMO	Mu=	2966805	kg.cm
CURVATURA AGOTAMIENTO - ÚLTIMO	φu=	0.00040	rad/cm

Tabla de Momento Curvatura		
Condición	Curvatura (Rad/cm)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Agrietamiento	0.00000437	6.66
Cedencia	0.00005141	29.10
Última	0.00039958	29.67

DUCTILIDAD
μ = 7.77

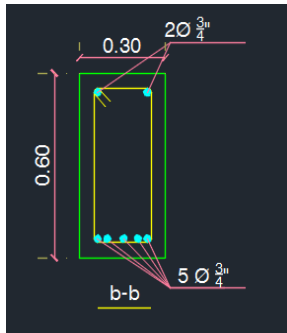


Viga 102 a 107 sección B-B

1. Datos Generales.

DATOS GEOMETRICOS

DATOS PARTICULARES



b(cm)=	30
h(cm)=	60
d'(cm)=	5.905
d(cm)=	54.095

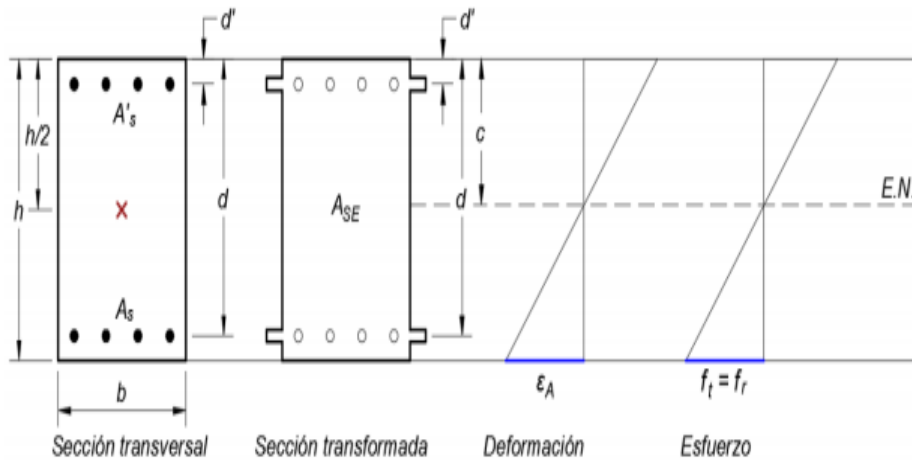
$\epsilon_{cu}(m)=$	0.003
$A_s(cm^2)=$	14.2
$\epsilon_y(m)=$	0.0020
$\beta_1=$	0.85
$A_s'(cm^2)=$	5.68

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES			
$f_c(kg/cm^2)=$	210	$E_c(kg/cm^2)=$	217371
$f_y(kg/cm^2)=$	4200	n=	9.20
$E_s(kg/cm^2)=$	2000000	$A_{smin}(cm^2)=$	5.41

$\rho=$	0.008750039
$\rho_b=$	0.02125
$\rho'=$	0.003500015
$\rho_{max}=$	0.012375008

Condición $\rho_{max} > \rho$	Cumple
--	---------------

2. AGRIETAMIENTO. Momento y Curvatura de Agrietamiento.



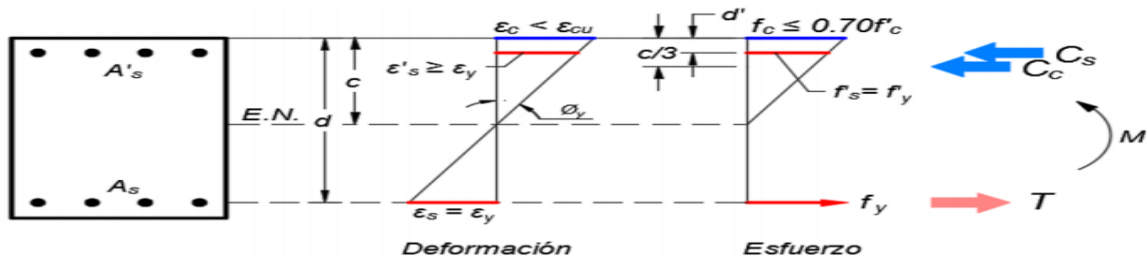
AREA DE SECCION EQUIVALENTE	Ase=	1963.03	cm ²
MODULO DE ROTURA	Fr =	28.98	kg/cm ²
PROF. DEL EJE NEUTRO	C=	30.86	cm
INERCIA DE SECCION EQUIVALENTE	Ise=	633208.27	cm ⁴

MOMENTO AGRIETADO	Ma=	629740	kg.cm
CURVATURA AGRIETADO	$\Phi_a=$	4.6E-06	rad/cm

3. CEDENCIA. Momento y Curvatura Cedente.

HIPÓTESIS 1:

Comportamiento lineal elástico del concreto
 El acero superior en compresión está cediendo o ya cedió
 El Concreto no ha alcanzado el agotamiento



3.1.1. Determinación del EJE NEUTRO.

$TAs = Cc + CA_s'$	59640	kg
--------------------	-------	----

$$(Ec \cdot \epsilon_y \cdot b) c^2 + (2 \cdot Fy (As - As')) c - 2 \cdot (As - As') Fy \cdot d = 0$$

$Ac^2 =$	6521
$Bc =$	35784
$D =$	-1935735.48

Prof. Del eje neutro "c" =	14.70	cm
-----------------------------------	-------	----

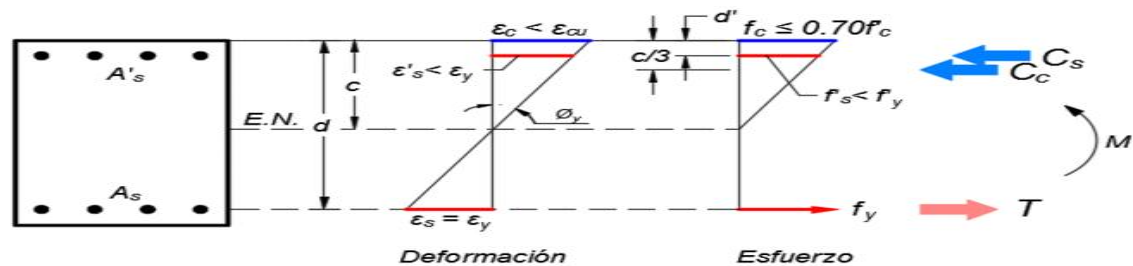
3.2. Verificación de hipótesis.

$\epsilon_c =$	0.000746	rad
$\epsilon's =$	0.000447	rad
$F_c =$	162.26	kg/cm ²
F_c límite =	147	kg/cm ²

Condiciones	
OK	$\epsilon_c < \epsilon_{cu}$
No Cumple	$\epsilon's > \epsilon_y$
NO CUMPLE	$F_c < F_c$ límite

HIPÓTESIS 2:

Comportamiento lineal elástico del concreto
 El acero superior en compresión No está cediendo
 El Concreto no ha alcanzado el agotamiento



3.2.1. Determinación del EJE NEUTRO.

$$(E_c \cdot \epsilon_y \cdot b / 2) c^2 + F_y (A_s + A_s') c - (A_s d + A_s' d') F_y = 0$$

Ac²=	6521
Bc=	83496
D=	-3367095.48

Prof. Del eje neutro "c" = 17.21 cm

3.2. Verificación de hipótesis.

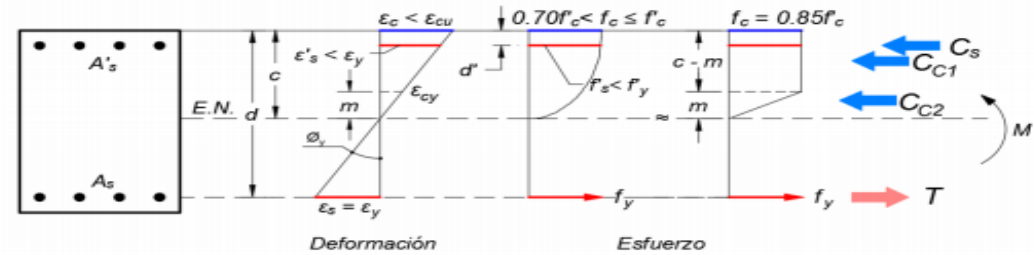
εc=	0.000933	rad
ε's=	0.000613	rad
Fc=	202.77	kg/cm²
Fc límite=	147.00	kg/cm²
f's=	1225	kg/cm²

Condiciones	
OK	εc < εcu
ok	ε's < εy
no cumple	Fc < Fc límite

HIPÓTESIS 3:

- Comportamiento No lineal elástico del concreto
- El acero superior en compresión No está cediendo
- El Concreto no ha alcanzado el agotamiento

TAs = Cc + CAs'	59640	kg
εcy=	0.0008	m
0.85 f'c=	178.5	kg/cm²



3.3.1. Determinación del EJE NEUTRO.

$$c^2(2\epsilon_y + \epsilon_{cy})(0.85f'_c \cdot b) - c[(2\epsilon_y + \epsilon_{cy})(0.85f'_c \cdot bd) + 2\epsilon_y f_y (A_s + A'_s) + 0.85f'_c \cdot b\epsilon_{cy}d] + [2\epsilon_y f_y (A_s d + A'_s d') + 0.85f'_c \cdot b\epsilon_{cy} \cdot d^2] = 0$$

Ac²=	25.704
-------------	--------

Bc=	-1956.18486
D=	26004.51842

Prof. Del eje neutro c=	17.16	cm
m min=	14.77	cm

3.2. Verificación de hipótesis.

εc=	0.000930	rad
ε's=	0.000610	rad
f's=	1220	kg/cm ²
Fc límite=	147.00	kg/cm ²
Fc=	202.07	kg/cm ²

Condiciones	
OK	εc < εcu
Ok	ε's < εy
OK	Fc límite < Fc < f'c

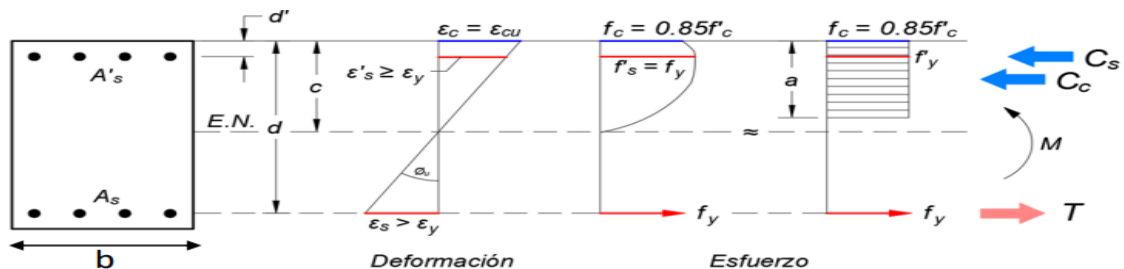
Cc1=	12814.24	kg
Cc2=	39552.07	kg
Cs=	6927.32	kg

Cc =	52366	kg
Cs =	6927	kg

MOMENTO CEDENTE	My=	2861851	kg.cm
CURVATURA CEDENTE	Φy=	5.42E-05	rad/cm

4. AGOTAMIENTO. Momento y Curvatura Última.

- HIPÓTESIS 1:** El As y el As' está cediendo o ya cedió
 Comportamiento elástico perfectamente plástico del acero
 El Concreto alcanzó el agotamiento
 Eje neutro entre As y As'; As' en compresión



4.1. Hallando la altura "a" del bloque de whitney

$$a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{0.85 f'_c b}$$

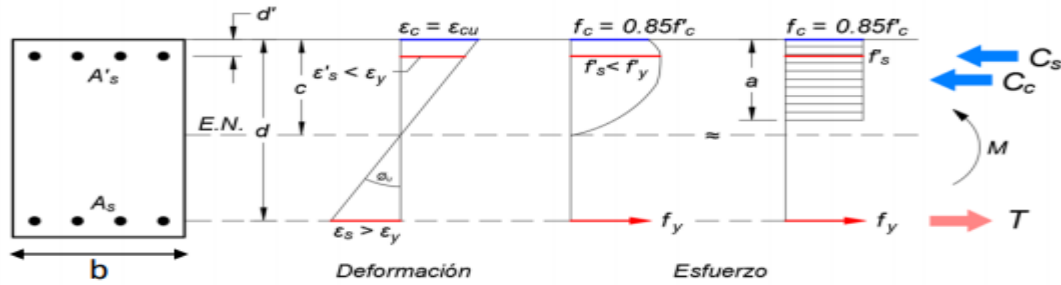
a =	6.68	cm
------------	------	----

4.2. Determinación del EJE NEUTRO.

Prof. Del eje neutro c=	7.86	cm
ε's=	0.00074664	rad
εs=	0.02	cm

Condiciones	
No Cumple	ε's > εy
OK	εs > εy

HIPÓTESIS 2: As' no ha cedido
 Comportamiento elástico perfectamente plástico del acero
 As esta en cedencia y el Concreto no ha agotado
 Eje neutro entre As y As'; As' en compresión



4.2. Determinación del EJE NEUTRO.

$$(0.85f_c \beta_1 b) c^2 + (A_s' E_s \epsilon_{cu} - A_s F_y) c - A_s' d' E_s \epsilon_{cu} = 0$$

Ac²=	4551.75
Bc=	-25560
D=	-201242.4

Prof. Del eje neutro c=	10.03 cm
--------------------------------	----------

4.2. Hallando la altura "a" del bloque de whitney

a =	8.52	cm
ε's=	0.001233	rad
εs=	0.01	cm
f's=	2465.983922	kg/cm²

Condiciones	
OK	ε's < εy
OK	εs > εy

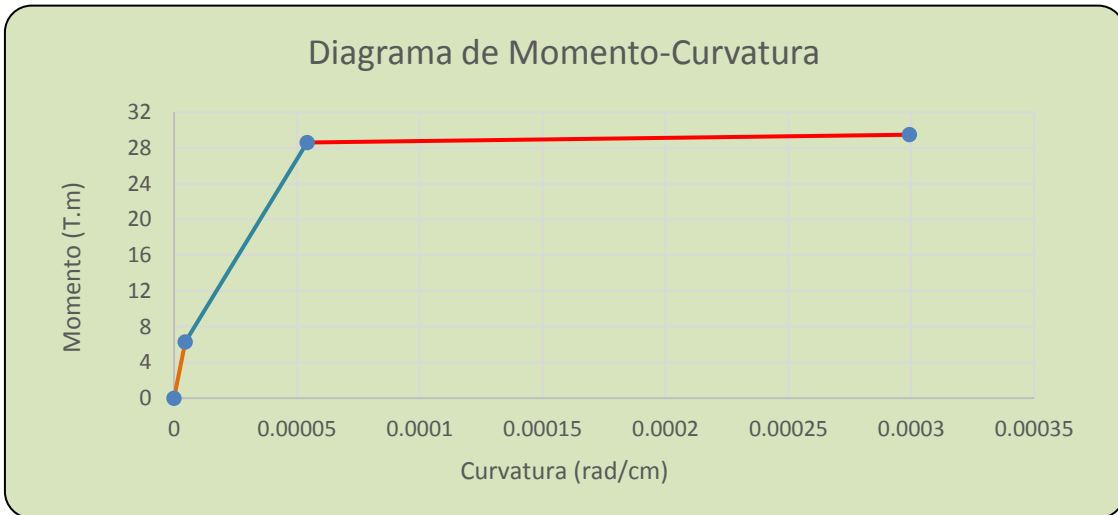
Cc =	45633	kg
Cs =	14007	kg

MOMENTO AGOTAMIENTO - ÚLTIMO	Mu=	2949082	kg.cm
CURVATURA AGOTAMIENTO - ÚLTIMO	Φu=	0.00030	rad/cm

Tabla de Momento Curvatura		
Condición	Curvatura (Rad/cm)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Agrietamiento	0.00000458	6.30
Cedencia	0.00005416	28.62
Última	0.00029924	29.49

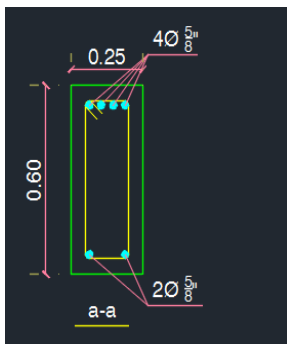
DUCTILIDAD

μ = 5.53



Viga 108, 109 corte A-A

1. Datos Generales.

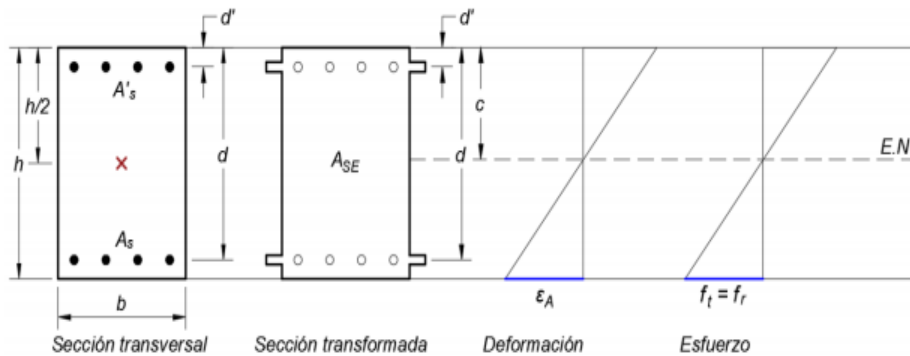


DATOS GEOMETRICOS	
b(cm)=	25
h(cm)=	60
d'(cm)=	5.74375
d(cm)=	54.25625

DATOS PARTICULARES	
εcu(m)=	0.003
As(cm2)=	3.98
εy(m)=	0.0020
β1=	0.85
As'(cm2)=	7.96

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES			
$f'c$ (kg/cm ²)=	210	E_c (kg/cm ²)=	217371
f_y (kg/cm ²)=	4200	n =	9.20
E_s (kg/cm ²)=	2000000	A_{smin} (cm ²)=	4.52
p =	0.002934224	Condición $p_{max} > p$	Cumple
p_b =	0.02125		
p' =	0.005868448		
p_{max} =	0.013559224		

2. AGRIETAMIENTO. Momento y Curvatura de Agrietamiento.



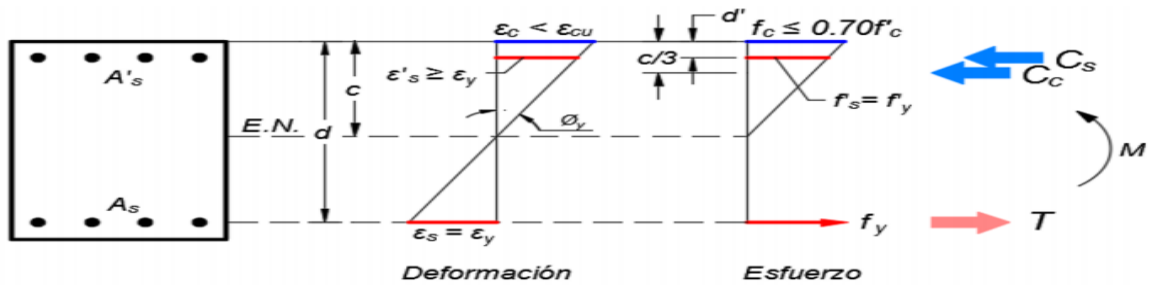
AREA DE SECCION EQUIVALENTE	A_{se} =	1597.92	cm ²
MODULO DE ROTURA	Fr =	28.98	kg/cm ²
PROF. DEL EJE NEUTRO	C =	29.50	cm
INERCIA DE SECCION EQUIVALENTE	I_{se} =	507219.58	cm ⁴

MOMENTO AGRIETADO	M_a =	482059	kg.cm
CURVATURA AGRIETADO	Φ_a =	4.4E-06	rad/cm

3. CEDENCIA. Momento y Curvatura Cedente.

HIPÓTESIS 1:

- Comportamiento lineal elástico del concreto
- El acero superior en compresión esta cediendo o ya cedió
- El Concreto no ha alcanzado el agotamiento



3.1.1. Determinación del EJE NEUTRO.

$$(E_c \cdot \epsilon_y \cdot b) c^2 + (2 \cdot F_y (A_s - A_s')) c - 2 \cdot (A_s - A_s') F_y d = 0$$

Ac²=	5434
Bc=	-16716
D=	906947.475

Prof. Del eje neutro "c"= Imaginario cm

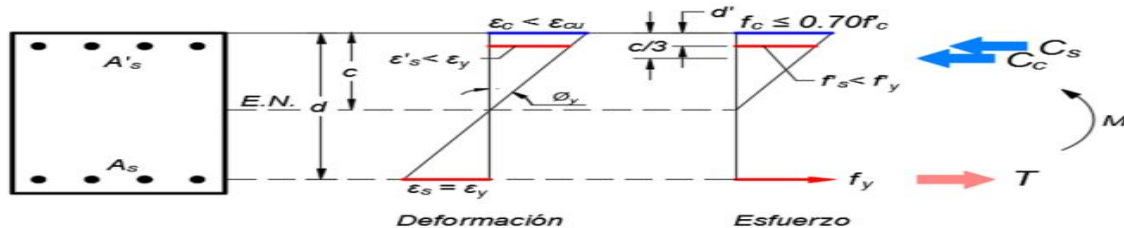
En este presente caso, el resultado de la profundidad del eje neutro es igual a un número imaginario. Es por ello que se descarta la primera hipótesis. Este resultado es debido a que el acero a tracción es menor que el 50% del acero a compresión.

Condición:

$A_s > 50\% A_s'$

HIPÓTESIS 2:

- Comportamiento lineal elástico del concreto
- El acero superior en compresión No está cediendo
- El Concreto no ha alcanzado el agotamiento



3.2.1. Determinación del EJE NEUTRO.

$$(E_c \cdot \epsilon_y \cdot b / 2) c^2 + F_y (A_s + A_s') c - (A_s d + A_s' d') F_y = 0$$

Ac²=	5434
Bc=	50148
D=	-1098972.525

Prof. Del eje neutro "c" =	10.34	cm
-----------------------------------	-------	----

3.2. Verificación de hipótesis.

ε_c=	0.000471	rad
ε'_s=	0.000209	rad
F_c=	102.32	kg/cm ²
F_c límite=	147.00	kg/cm ²
f'_s=	418	kg/cm ²

Condiciones		
OK	ε_c < ε_{cu}	
OK	ε'_s < ε_y	
OK	F_c < F_c límite	
C_c	13219.95	Kg
C_s	3330	Kg

MOMENTO CEDENTE	M_y=	833241	kg.cm
CURVATURA CEDENTE	Φ_y=	4.55E-05	rad/cm

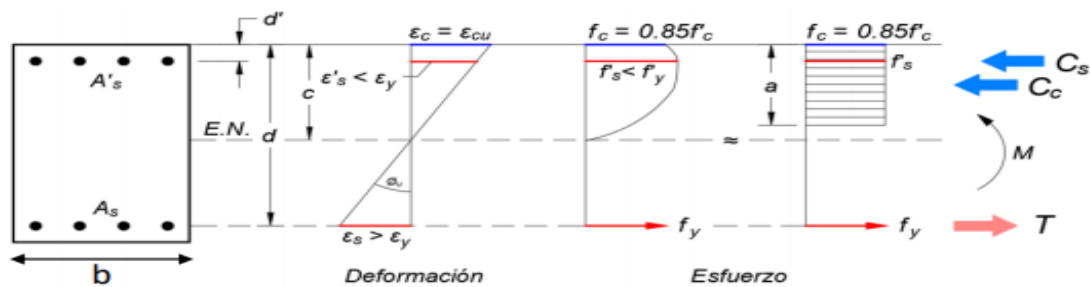
4. AGOTAMIENTO. Momento y Curvatura Última.

HIPÓTESIS 2: **As' no ha cedido**

Comportamiento elástico perfectamente plástico del acero

As esta en cedencia y el Concreto no ha agotado

Eje neutro entre As y As'; As' en compresión



4.2. Determinación del EJE NEUTRO.

$$(0.85f'_c \beta_1 b) c^2 + (A_s' E_s \epsilon_{cu} - A_s F_y) c - A_s' d' E_s \epsilon_{cu} = 0$$

Ac²=	3793.125
Bc=	31044

D=	-274321.5
-----------	-----------

Prof. Del eje neutro c=	5.35 cm
--------------------------------	---------

4.1. Hallando la altura "a" del bloque de whitney

a =	4.54	cm
------------	------	----

ϵ'_s=	-0.000224	rad
ϵ_s=	0.03	cm
f'_s=	-447.186031	kg/cm ²

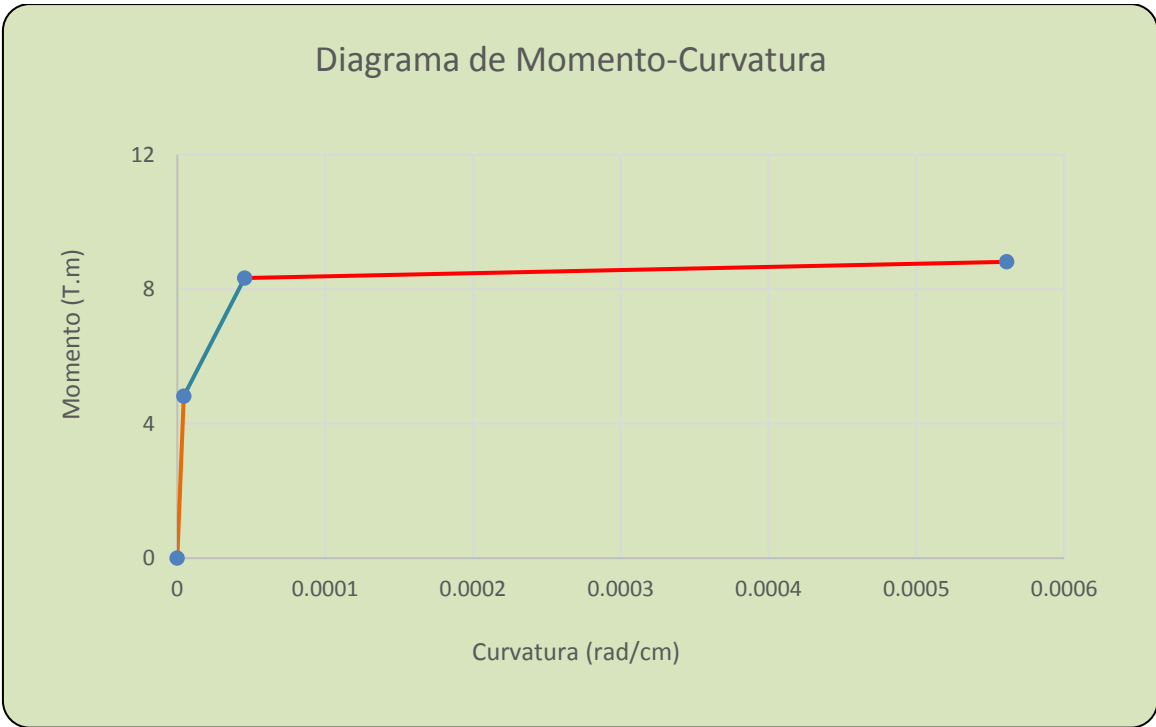
Condiciones	
OK	$\epsilon'_s < \epsilon_y$
OK	$\epsilon_s > \epsilon_y$

C_c =	20276	kg
C_s =	-3560	kg

MOMENTO AGOTAMIENTO - ÚLTIMO	M_u=	881331	kg.cm
CURVATURA AGOTAMIENTO - ÚLTIMO	ϕ_u=	0.00056	rad/cm

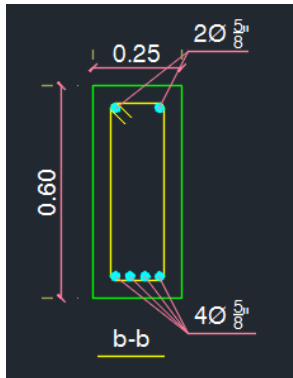
Tabla de Momento Curvatura		
Condición	Curvatura (Rad/cm)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Agrietamiento	0.0000437	4.82
Cedencia	0.00004554	8.33
Última	0.00056123	8.81

DUCTILIDAD
μ= 12.32



Viga 108, 109 corte B-B

1. Datos Generales.



DATOS GEOMETRICOS	
b(cm)=	25
h(cm)=	60
d'(cm)=	5.74375
d(cm)=	54.25625

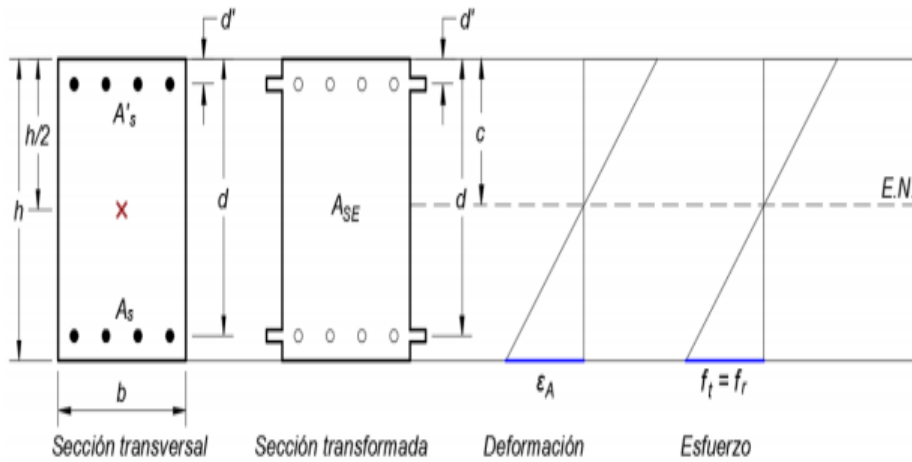
DATOS PARTICULARES	
$\epsilon_{cu}(m)=$	0.003
$A_s(cm^2)=$	7.96
$\epsilon_y(m)=$	0.0020
$\beta_1=$	0.85
$A_s'(cm^2)=$	3.98

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES			
$f'_c(kg/cm^2)=$	210	$E_c(kg/cm^2)=$	217371
$f_y(kg/cm^2)=$	4200	n=	9.20
$E_s(kg/cm^2)=$	2000000	$A_{smin}(cm^2)=$	4.52

p=	0.005868448
p _b =	0.02125
p`=	0.002934224
p _{max} =	0.012092112

Condición p _{max} > p	Cumple
--------------------------------	--------

2. AGRIETAMIENTO. Momento y Curvatura de Agrietamiento.



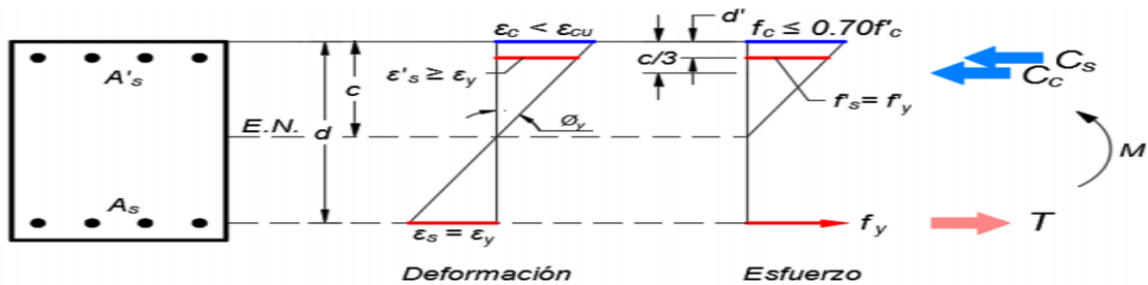
AREA DE SECCION EQUIVALENTE	Ase=	1597.92	cm ²
MODULO DE ROTURA	Fr =	28.98	kg/cm ²
PROF. DEL EJE NEUTRO	C=	30.50	cm
INERCIA DE SECCION EQUIVALENTE	Ise=	507219.58	cm ⁴

MOMENTO AGRIETADO	Ma=	498249	kg.cm
CURVATURA AGRIETADO	Φa=	4.5E-06	rad/cm

3. CEDENCIA. Momento y Curvatura Cedente.

HIPÓTESIS 1:

- Comportamiento lineal elástico del concreto
- El acero superior en compresión está cediendo o ya cedió
- El Concreto no ha alcanzado el agotamiento



3.1.1. Determinación del EJE NEUTRO.

TAs = Cc + CAs'	33432	kg
------------------------	-------	----

$$(Ec \cdot \epsilon_y \cdot b) c^2 + (2 \cdot Fy (As - As')) c - 2 \cdot (As - As') Fy \cdot d = 0$$

Ac²=	5434
Bc=	16716

D=	-906947.475
----	-------------

Prof. Del eje neutro "c"=	11.47	cm
---------------------------	-------	----

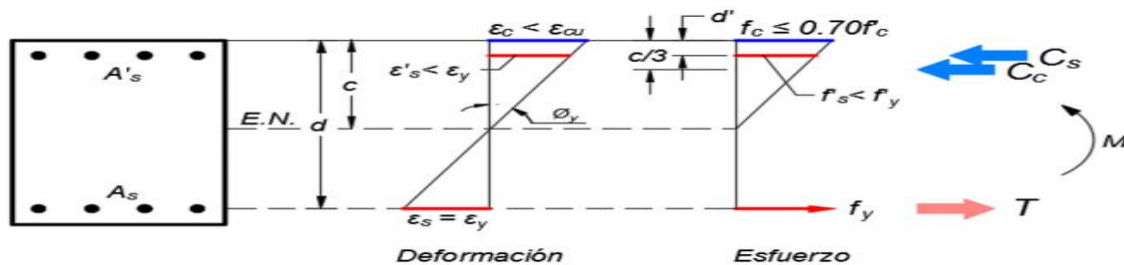
3.2. Verificación de hipótesis.

ϵ_c =	0.000536	rad
ϵ'_s =	0.000268	rad
Fc=	116.57	kg/cm ²
Fc límite=	147	kg/cm ²

Condiciones	
OK	$\epsilon_c < \epsilon_{cu}$
No Cumple	$\epsilon'_s > \epsilon_y$
OK	$F_c < F_c \text{ límite}$

HIPÓTESIS 2:

Comportamiento lineal elástico del concreto
 El acero superior en compresión No está cediendo
 El Concreto no ha alcanzado el agotamiento



3.2.1. Determinación del EJE NEUTRO.

A _c ² =	5434
B _c =	50148
D=	-1909907.475

Prof. Del eje neutro "c" =	14.69	cm
----------------------------	-------	----

3.2. Verificación de hipótesis.

ϵ_c =	0.000743	rad
ϵ'_s =	0.000452	rad
Fc=	161.45	kg/cm ²
Fc límite=	105.00	kg/cm ²
f's=	905	kg/cm ²

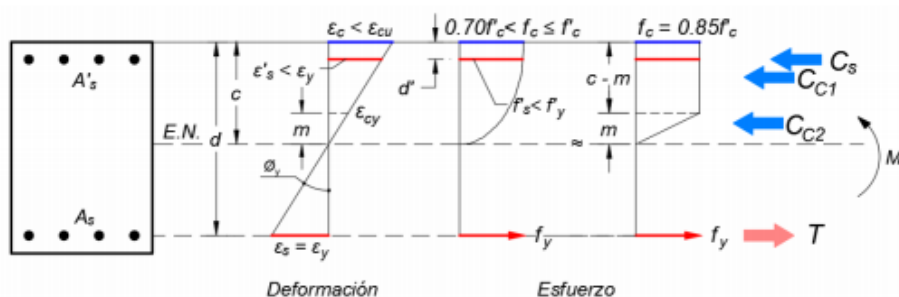
Condiciones	
OK	$\epsilon_c < \epsilon_{cu}$
ok	$\epsilon'_s < \epsilon_y$

no cumple	$F_c < F_c \text{ límite}$
-----------	----------------------------

HIPÓTESIS 3:

Comportamiento No lineal elástico del concreto
 El acero superior en compresión No está cediendo
 El Concreto no ha alcanzado el agotamiento

TAs = Cc + CAs'	33432	kg
$\epsilon_{cy} =$	0.0008	m
$0.85 f'_c =$	178.5	kg/cm ²



3.3.1. Determinación del EJE NEUTRO.

Ac ² =	21.420
Bc=	-1556.455688
D=	18148.78407

Prof. Del eje neutro c=	14.59	cm
m min=	14.59	cm

3.2. Verificación de hipótesis.

$\epsilon_c =$	0.000736	rad
$\epsilon'_s =$	0.000446	rad
$f'_s =$	892	kg/cm ²
Fc límite=	105.00	kg/cm ²
Fc=	159.90	kg/cm ²

Condiciones	
Ok	$\epsilon_c < \epsilon_{cu}$
Ok	$\epsilon'_s < \epsilon_y$
Ok	$F_c \text{ límite} < F_c < f'_c$

Cc1=	0.00	kg
------	------	----

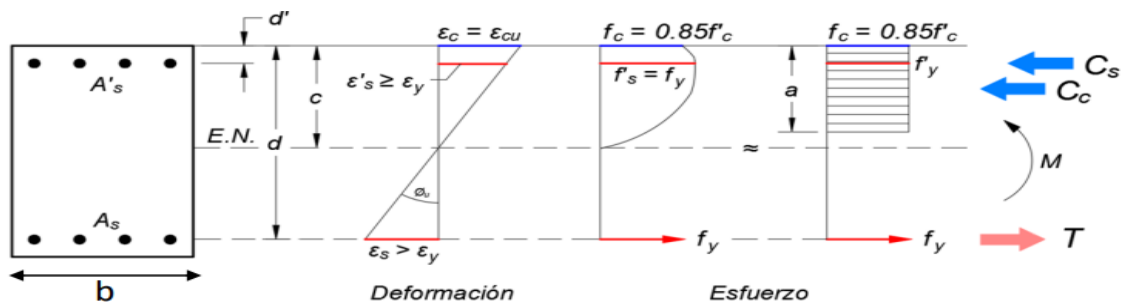
Cc2=	32553.29	kg
Cs=	3550.29	kg

Cc =	32553	kg
Cs =	3550	kg

MOMENTO CEDENTE	My=	1780139	kg.cm
CURVATURA CEDENTE	Φy=	5.04E-05	rad/cm

4. AGOTAMIENTO. Momento y Curvatura Última.

- HIPÓTESIS 1:** El As y el As' está cediendo o ya cedió
 Comportamiento elástico perfectamente plástico del acero
 El Concreto alcanzó el agotamiento
 Eje neutro entre As y As'; As' en compresión



4.1.1. Hallando la altura "a" del bloque de whitney

$$a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{0.85 f'_c b}$$

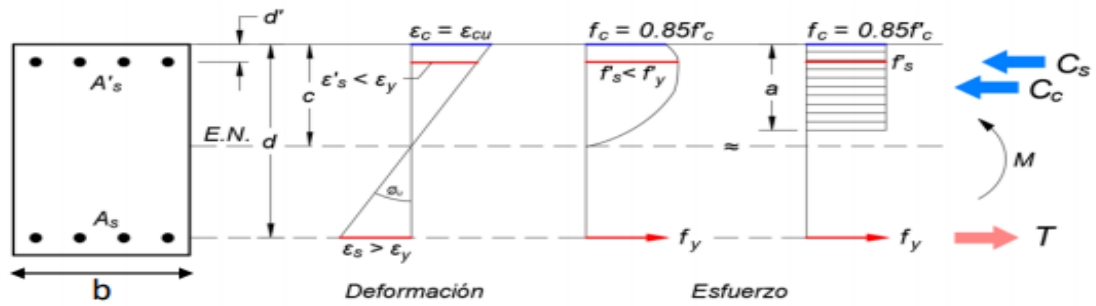
a =	3.75	cm
------------	------	----

4.1.2. Determinación del EJE NEUTRO.

Prof. Del eje neutro c=	4.41	cm
ε's=	-0.000910043	rad
εs=	0.03	cm

Condiciones	
No Cumple	ε's > εy
OK	εs > εy

- HIPÓTESIS 2:** As' no ha cedido
 Comportamiento elástico perfectamente plástico del acero
 As esta en cedencia y el Concreto no ha agotado
 Eje neutro entre As y As'; As' en compresión



4.2. Determinación del EJE NEUTRO.

$$(0.85f_c\beta_1b) c^2 + (A_s'E_s\epsilon_{cu}-A_sF_y) c - A_s'd'E_s\epsilon_{cu}=0$$

Ac²=	3793.125
Bc=	-9552
D=	-137160.75

Prof. Del eje neutro c=	7.40 cm
--------------------------------	---------

4.2.1. Hallando la altura "a" del bloque de whitney

a =	6.29	cm
------------	------	----

ε's=	0.000672	rad
εs=	0.02	cm
f's=	1344.714832	kg/cm²

Condiciones	
OK	ε's < εy
OK	εs > εy

Cc =	28080	kg
Cs =	5352	kg

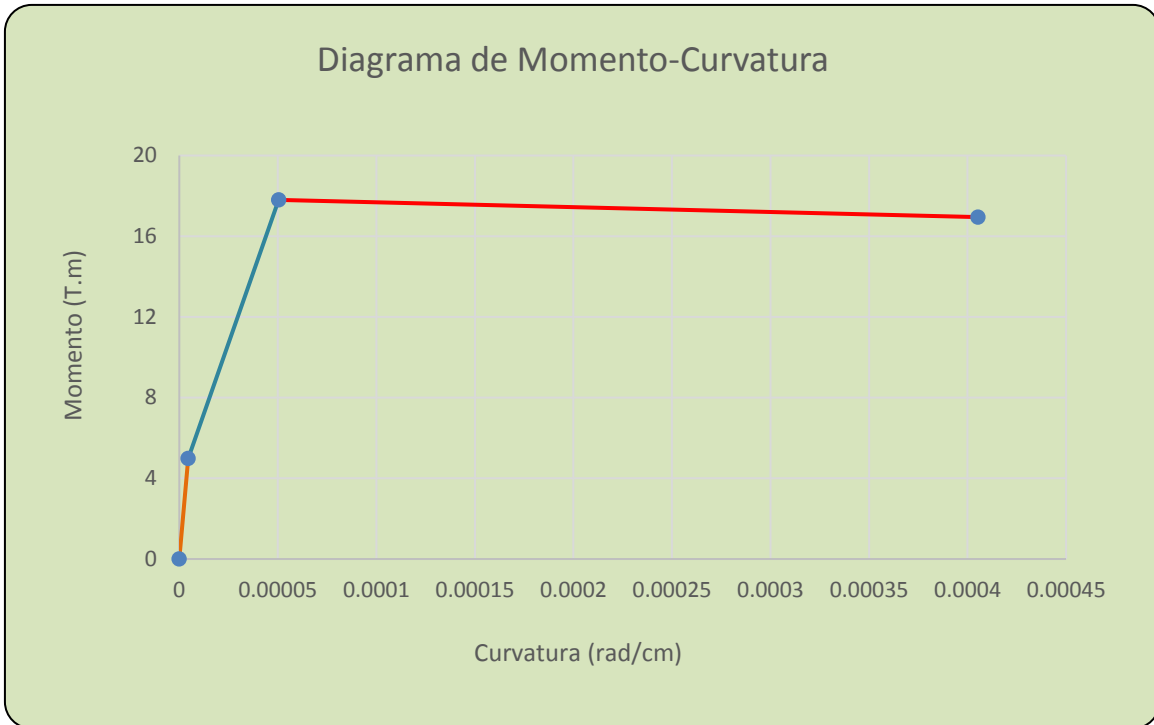
MOMENTO AGOTAMIENTO - ÚLTIMO	Mu=	1694809	kg.cm
CURVATURA AGOTAMIENTO - ÚLTIMO	φu=	0.00041	rad/cm

Tabla de Momento Curvatura		
Condición	Curvatura (Rad/cm)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Agrietamiento	0.00000452	4.98
Cedencia	0.00005042	17.80
Última	0.00040525	16.95



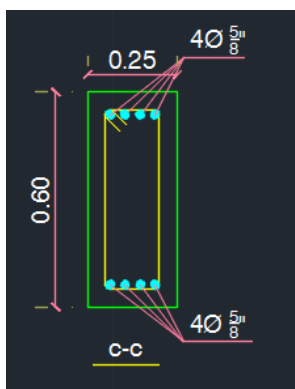
DUCTILIDAD

$\mu =$ **8.04**



Viga 108, 109 corte C-C

1. Datos Generales.



DATOS GEOMETRICOS	
b(cm)=	25
h(cm)=	60
d'(cm)=	5.74375
d(cm)=	54.25625

DATOS PARTICULARES	
$\epsilon_{cu}(m)=$	0.003
$A_s(cm^2)=$	7.96
$\epsilon_y(m)=$	0.0020
$\beta_1=$	0.85
$A_s'(cm^2)=$	7.96

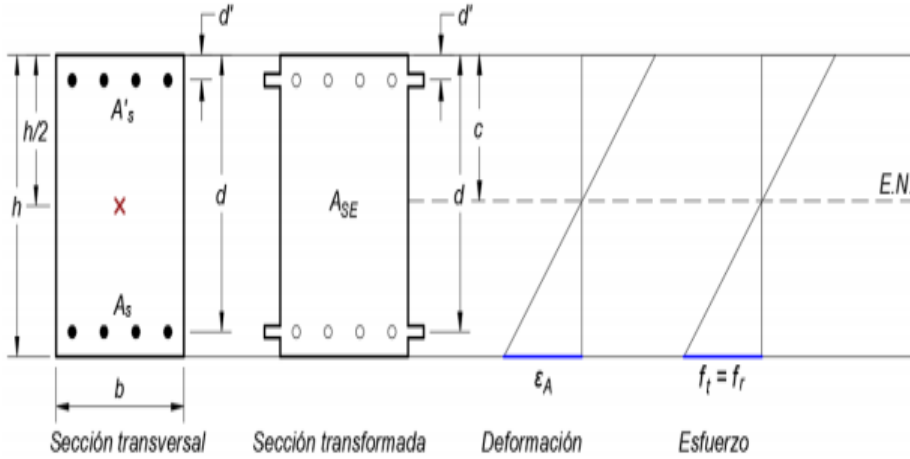
CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES			
$f'_c(kg/cm^2)=$	210	$E_c(kg/cm^2)=$	217371
$f_y(kg/cm^2)=$	4200	n=	9.20
$E_s(kg/cm^2)=$	200000	$A_{smin}(cm^2)=$	4.52

$p=$	0.005868448
$p_b=$	0.02125
$p' =$	0.005868448

Condición $p_{max} > p$	Cumple
-------------------------	---------------

pmax= 0.013559224

2. AGRIETAMIENTO. Momento y Curvatura de Agrietamiento.



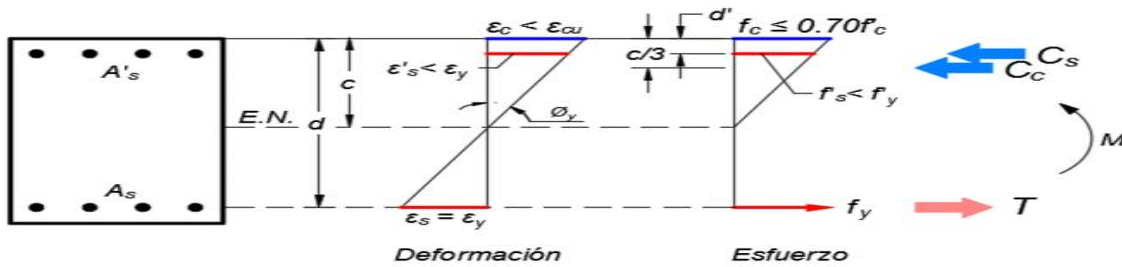
AREA DE SECCION EQUIVALENTE	Ase=	1630.56	cm ²
MODULO DE ROTURA	Fr =	28.98	kg/cm ²
PROF. DEL EJE NEUTRO	C=	30.00	cm
INERCIA DE SECCION EQUIVALENTE	Ise=	526815.79	cm ⁴

MOMENTO AGRIETADO	Ma=	508952	kg.cm
CURVATURA AGRIETADO	Φa=	4.4E-06	rad/cm

3. CEDENCIA. Momento y Curvatura Cedente.

HIPÓTESIS 2:

- Comportamiento lineal elástico del concreto
- El acero superior en compresión No está cediendo
- El Concreto no ha alcanzado el agotamiento



3.2.1. Determinación del EJE NEUTRO.

$$(E_c \cdot \epsilon_y \cdot b/2) c^2 + F_y (A_s + A_s') c - (A_s d + A_s' d') F_y = 0$$

Ac²=	5434
Bc=	66864

D=	-2005920
----	----------

Prof. Del eje neutro "c" =	14.02	cm
----------------------------	-------	----

3.2. Verificación de hipótesis.

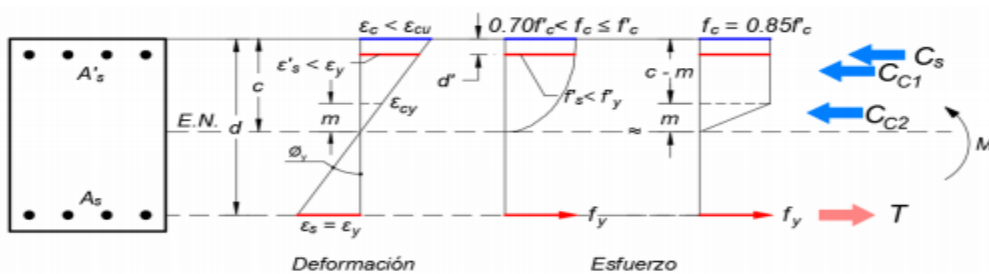
ϵ_c =	0.000697	rad
ϵ'_s =	0.000411	rad
Fc=	151.50	kg/cm ²
Fc límite=	147.00	kg/cm ²
f's=	823	kg/cm ²

Condiciones	
OK	$\epsilon_c < \epsilon_{cu}$
ok	$\epsilon'_s < \epsilon_y$
no cumple	$F_c < F_c \text{ límite}$

HIPÓTESIS 3:

Comportamiento No lineal elástico del concreto
 El acero superior en compresión No está cediendo
 El Concreto no ha alcanzado el agotamiento

TA _s = C _c + CA _s '	33432	kg
ϵ_{cy} =	0.0008	m
0.85 f'c=	178.5	kg/cm ²



3.3.1. Determinación del EJE NEUTRO.

$$c^2(2\epsilon_y + \epsilon_{cy})(0.85f'_c \cdot b) - c[(2\epsilon_y + \epsilon_{cy})(0.85f'_c \cdot bd) + 2\epsilon_y f_y(A_s + A'_s) + 0.85f'_c \cdot b\epsilon_{cy}d] + [2\epsilon_y f_y(A_s d + A'_s d') + 0.85f'_c \cdot b\epsilon_{cy} \cdot d^2] = 0$$

Ac ² =	21.420
Bc=	-1623.319688
D=	18532.83417

Prof. Del eje neutro c=	14.00	cm
m min=	14.00	cm

3.2. Verificación de hipótesis.

$\epsilon_c =$	0.000696	rad
$\epsilon'_s =$	0.000410	rad
$f'_s =$	821	kg/cm ²
Fc límite =	147.00	kg/cm ²
Fc =	151.26	kg/cm ²

Condiciones	
Ok	$\epsilon_c < \epsilon_{cu}$
Ok	$\epsilon'_s < \epsilon_y$
Ok	Fc límite < Fc < f'_c

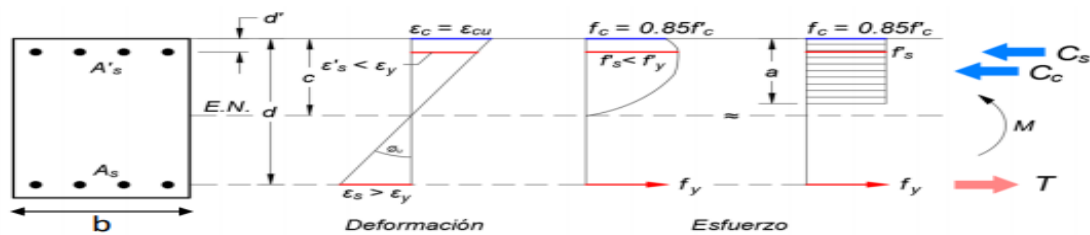
Cc1 =	0.00	kg
Cc2 =	31247.70	kg
Cs =	6534.50	kg

Cc =	31248	kg
Cs =	6534	kg

MOMENTO CEDENTE	My = 1866518	kg.cm
CURVATURA CEDENTE	Φy = 4.97E-05	rad/cm

4. AGOTAMIENTO. Momento y Curvatura Última.

HIPÓTESIS 2: As' no ha cedido
 Comportamiento elástico perfectamente plástico del acero
 As esta en cedencia y el Concreto no ha agotado
 Eje neutro entre As y As'; As' en compresión



4.2. Determinación del EJE NEUTRO.

$$(0.85f'_c \beta_1 b) c^2 + (A_s' E_s \epsilon_{cu} - A_s F_y) c - A_s' d' E_s \epsilon_{cu} = 0$$

Ac² =	3793.125
-------------------------	----------

Bc=	14328
D=	-274321.5

Prof. Del eje neutro c=	6.82 cm
--------------------------------	---------

4.2.1. Hallando la altura "a" del bloque de whitney

a =	5.80	cm
------------	------	----

$\epsilon's=$	0.000474	rad
$\epsilon s=$	0.02	cm
$f's=$	948.833634	kg/cm ²

Condiciones	
OK	$\epsilon's < \epsilon y$
OK	$\epsilon s > \epsilon y$

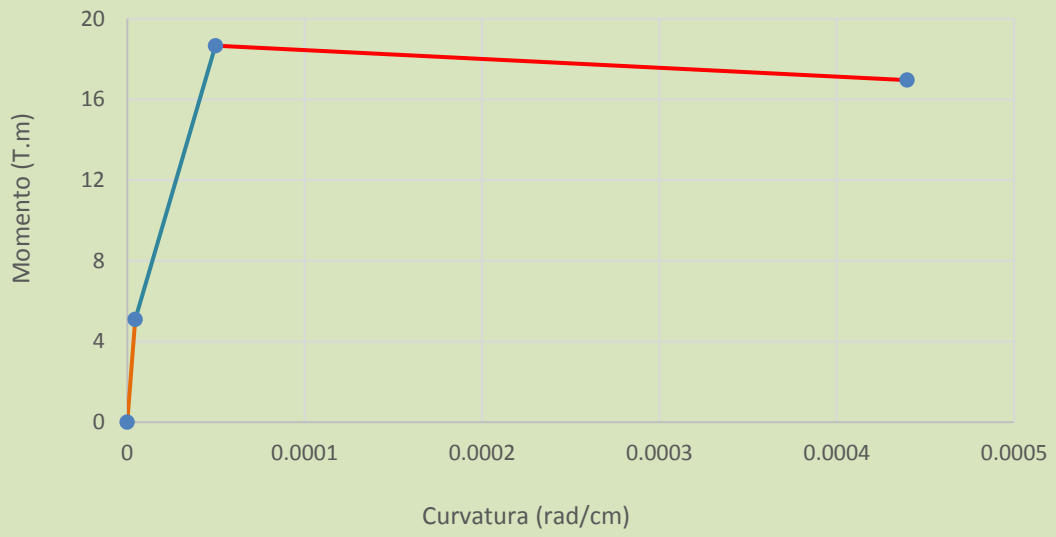
Cc =	25879	kg
Cs =	7553	kg

MOMENTO AGOTAMIENTO - ÚLTIMO	Mu=	1695473	kg.cm
CURVATURA AGOTAMIENTO - ÚLTIMO	$\Phi u=$	0.00044	rad/cm

Tabla de Momento Curvatura		
Condición	Curvatura (Rad/cm)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Agrietamiento	0.0000444	5.09
Cedencia	0.00004969	18.67
Última	0.00043971	16.95

DUCTILIDAD	
$\mu=$	8.85

Diagrama de Momento-Curvatura



Fuerza dinámico de entrepisos

El ATC-40 proporciona el análisis Pushover mediante fuerzas dinámicas o estáticas en cada nivel con el siguiente procedimiento:

Relación dinámica

V dinámico X	393.7822 Tn
V dinámico Y	370.756 Tn

TABLA N°1 Distribución de fuerzas sísmicas

En X						
Nivel	Altura por Nivel	Altura (h _i)	Peso Sísmico (P _i)	P _i x (h _i)	%	F _i (Tn)
Azotea	2.84	27.94	30.8842344	862.906	0.038	14.96372
7	3.24	25.1	196.1364312	4923.024	0.215	84.66317
6	3.24	21.86	198.8436969	4346.723	0.19	74.81862
5	3.24	18.62	197.8613235	3684.178	0.161	63.39893
4	3.24	15.38	222.844941	3427.355	0.15	59.06733
3	3.24	12.14	219.6029322	2665.98	0.116	45.67874
2	3.78	8.9	210.9939705	1877.846	0.082	32.29014
1	5.12	5.12	220.676931	1129.866	0.049	19.29533
Σ P_i x (h_i)^k				22917.878		393.7822

Fuente: Elaboración propia.

TABLA N°2 Distribución de fuerzas sísmicas

En Y						
Nivel	Altura por Nivel	Altura (h _i)	Peso Sísmico (P _i)	P _i x (h _i)	%	F _i (Tn)
Azotea	2.84	27.94	30.8842344	862.906	0.038	14.08873
7	3.24	25.1	196.1364312	4923.024	0.215	79.71254
6	3.24	21.86	198.8436969	4346.723	0.19	70.44364
5	3.24	18.62	197.8613235	3684.178	0.161	59.69172
4	3.24	15.38	222.844941	3427.355	0.15	55.6134
3	3.24	12.14	219.6029322	2665.98	0.116	43.0077
2	3.78	8.9	210.9939705	1877.846	0.082	30.40199
1	5.12	5.12	220.676931	1129.866	0.049	18.16704
Σ P_i x (h_i)^k				22917.878		370.756

Fuente: Elaboración propia.

El procedimiento para determinar el punto de desempeño se realizó por el método espectro capacidad, establecido por el ATC – 40 y el FEMA 440. Este procedimiento consiste en convertir el espectro de aceleraciones en un formato ADRS, que toma como ejes principales las aceleraciones y el desplazamiento del sismo. Se muestra la conversión del espectro de aceleraciones mediante la siguiente fórmula:

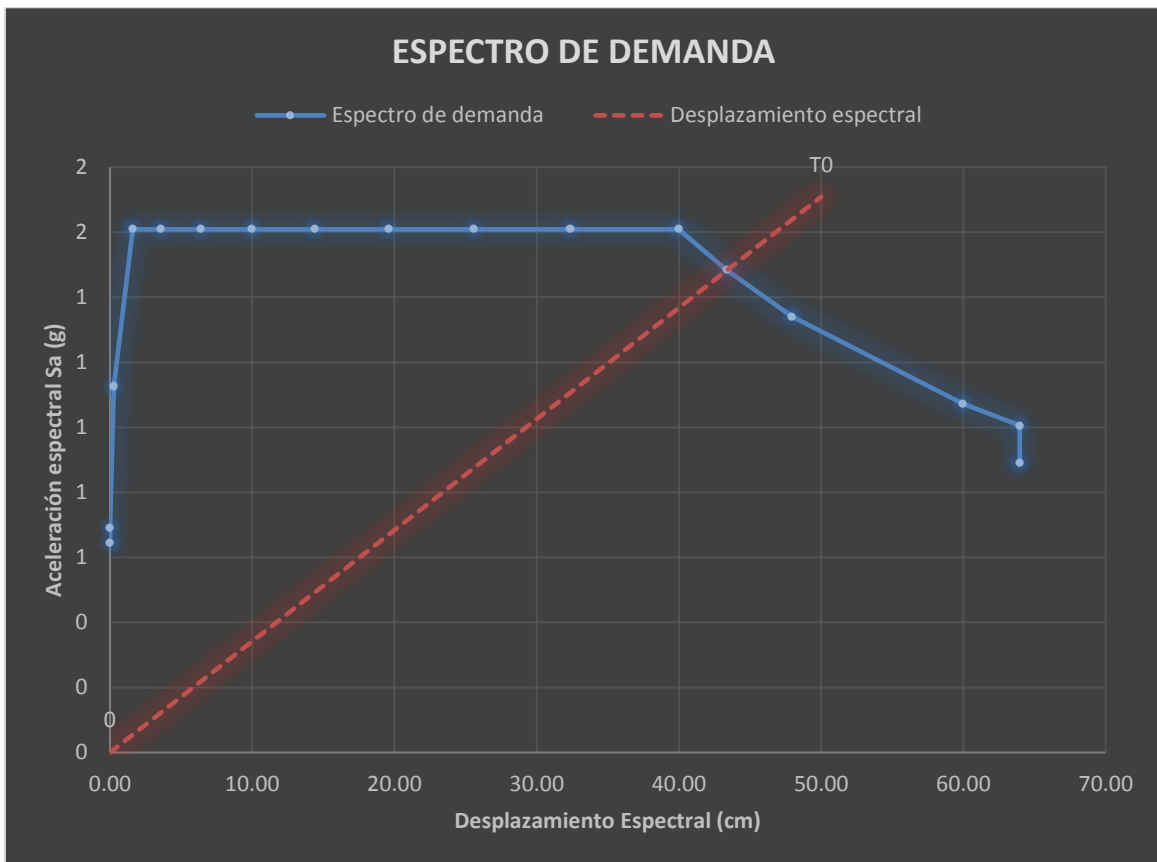
$$SD_i = \left(\frac{T_i}{4\pi^2}\right) Sa_i \times g$$

TABLA N°3 Conversión del espectro de aceleraciones

<u>T</u>	<u>S_d</u>	<u>S_a</u>
s	cm	g
0.000	0.000	0.644
0.010	0.002	0.692
0.100	0.280	1.126
0.200	1.599	1.609
0.300	3.598	1.609
0.400	6.396	1.609
0.500	9.994	1.609
0.600	14.391	1.609
0.700	19.588	1.609
0.800	25.585	1.609
0.900	32.380	1.609
1.000	39.976	1.609
1.085	43.374	1.483
1.200	47.971	1.341
1.500	59.964	1.073
1.600	63.961	1.005
1.700	63.961	0.891
2.000	63.961	0.644
2.500	63.961	0.412
3.000	63.961	0.286
3.500	63.961	0.210
4.000	63.961	0.161
5.000	63.961	0.103
8.000	63.961	0.040
11.000	63.961	0.021
15.000	63.961	0.011

Fuente: Elaboración propia.

FIGURA N°1 Espectro de Demanda

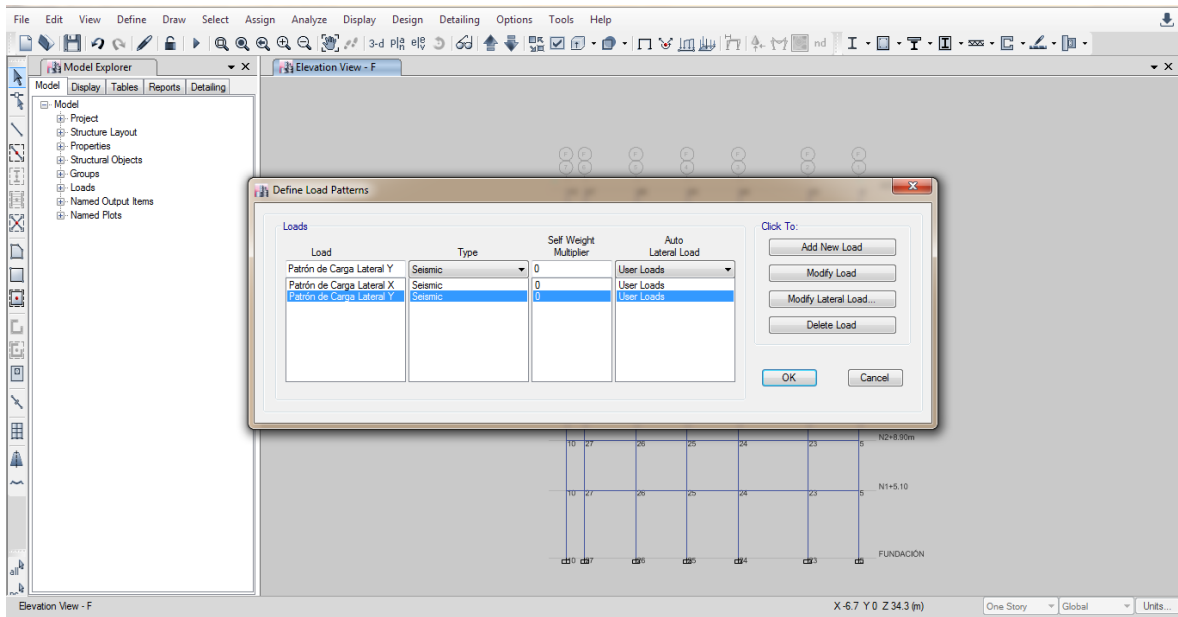


Fuente: Elaboración propia.

De la misma manera se convertirá la curva de capacidad en un forma de ADRS llamado espectro de capacidad. Los datos obtenidos de la curva de capacidad se obtuvieron mediante un modelamiento de la estructura tomando en cuenta comportamientos no lineales de la estructura, siguiendo los siguientes procedimientos:

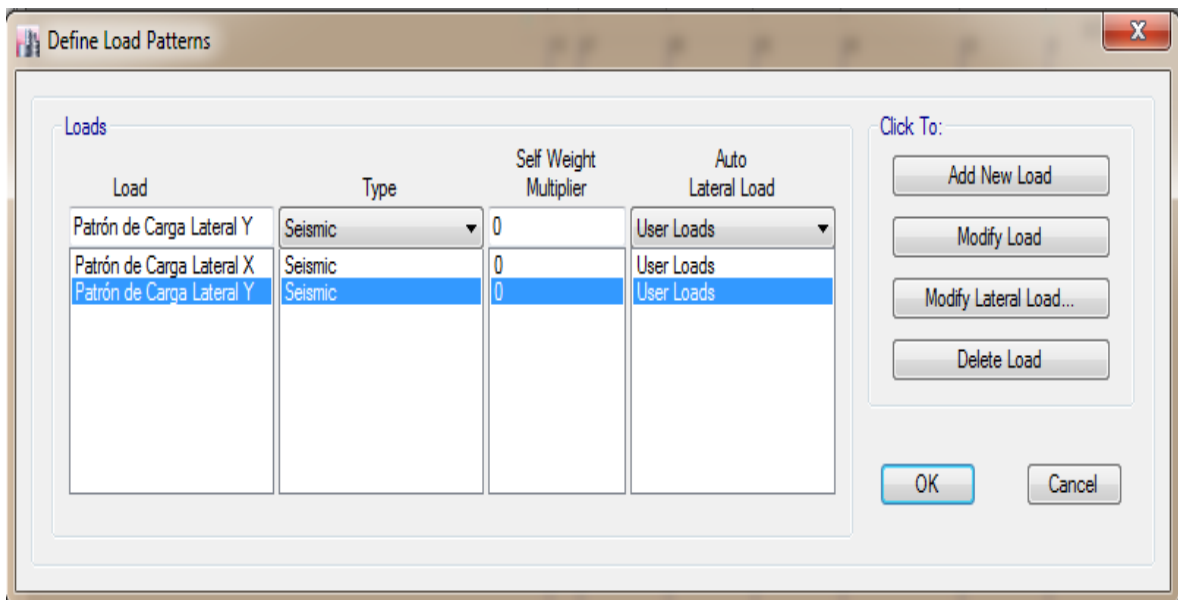
En primer lugar se crean dos patrones de carga en ambas direcciones de análisis X,Y, las cuales se colocan las fuerzas de entrepiso en el centro de diafragma de cada nivel en estudio con la siguiente característica.

FIGURA N°2 Patrón de carga lateral



Fuente: Elaboración propia.

FIGURA N°3 Patrón de carga Lateral



Fuente: Elaboración propia.

FIGURA N°4 Patrón de carga Lateral para X

Number of Load Sets: 1

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
AZOTEA	D8	14.9637	0	0
N7+25.10	D7	84.6632	0	0
N6+21.86m	D6	74.8186	0	0
N5+18.62m	D5	63.3989	0	0
N4+15.38m	D4	59.0673	0	0
N3+12.14m	D3	45.6787	0	0
N2+8.90m	D2	32.2901	0	0
N1+5.10	D1	19.2953	0	0

1

Apply Load at Diaphragm Center of Mass

Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms): 0.05

Buttons: Sort Rows, Add Row, Delete Row(s), OK, Cancel

Fuente: Elaboración propia.

FIGURA N°5 Patrón de carga Lateral para Y

Number of Load Sets: 1

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
AZOTEA	D8	0	14.0887	0
N7+25.10	D7	0	79.7125	0
N6+21.86m	D6	0	70.4436	0
N5+18.62m	D5	0	59.6917	0
N4+15.38m	D4	0	55.6134	0
N3+12.14m	D3	0	43.0077	0
N2+8.90m	D2	0	30.402	0
N1+5.10	D1	0	18.167	0

1

Apply Load at Diaphragm Center of Mass

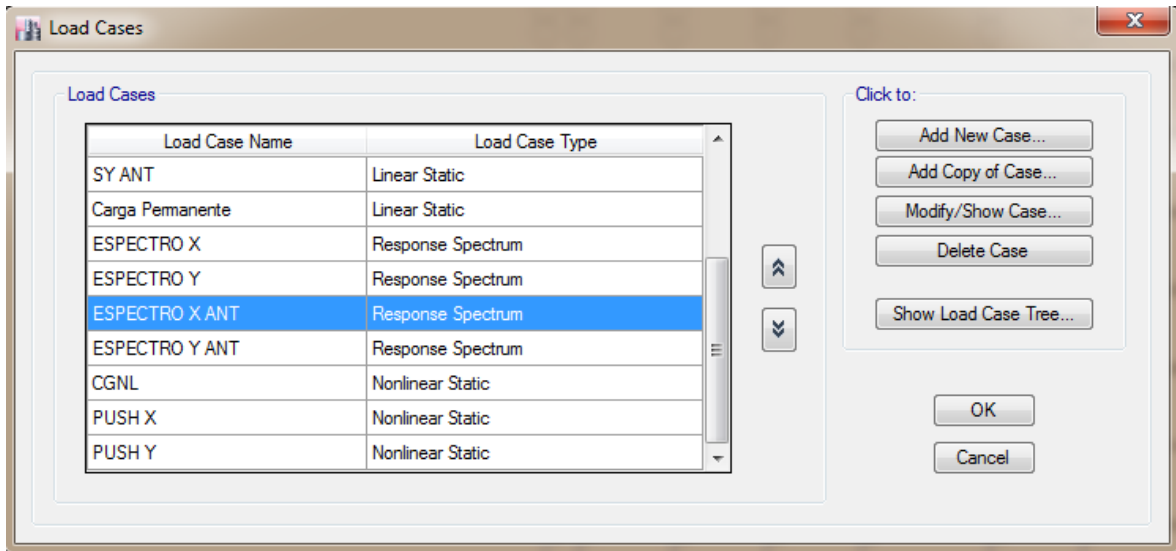
Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms): 0.05

Buttons: Sort Rows, Add Row, Delete Row(s), OK, Cancel

Fuente: Elaboración propia.

Asimismo se crean los casos de carga las cuales serán los que generen la curva de capacidad.

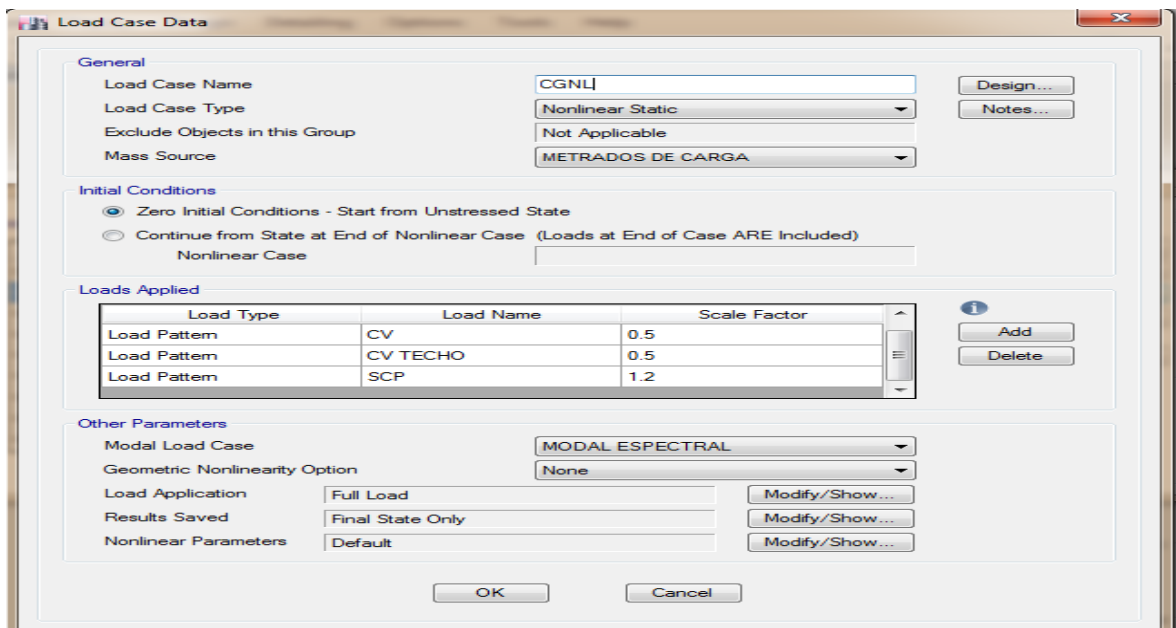
FIGURA N°6 Creación de casos de carga



Fuente: Elaboración propia.

Primero se crea el carga gravitacional no lineal (CGNL), que toma las cargas de sobrecarga permanente, carga muerta, carga viva de entrepiso y carga viva de techo; las cuales son multiplicados por un factor de amplificación de la siguiente manera:

FIGURA N°7 Carga de gravedad no lineal



Fuente: Elaboración propia.

FIGURA N°8 Pushover en X

Load Case Data

General

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

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

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: METRADOS DE CARGA

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: CGNL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Patrón de Carga Lateral X	1

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: MODAL ESPECTRAL

Geometric Nonlinearity Option: P-Delta

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

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

Nonlinear Parameters: User Defined [Modify/Show...]

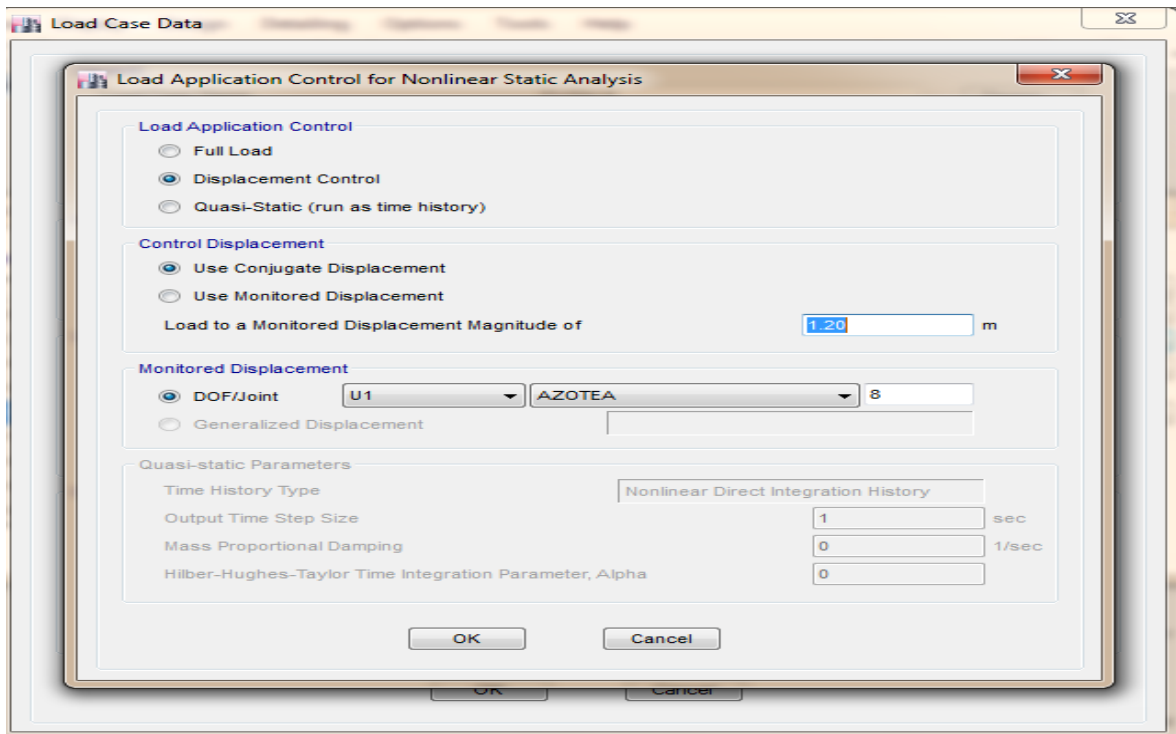
[OK] [Cancel]

Fuente: Elaboración propia.

La condición de este caso comienza después de la carga gravitacional no lineal con un patrón de carga lateral para el análisis que se analiza.

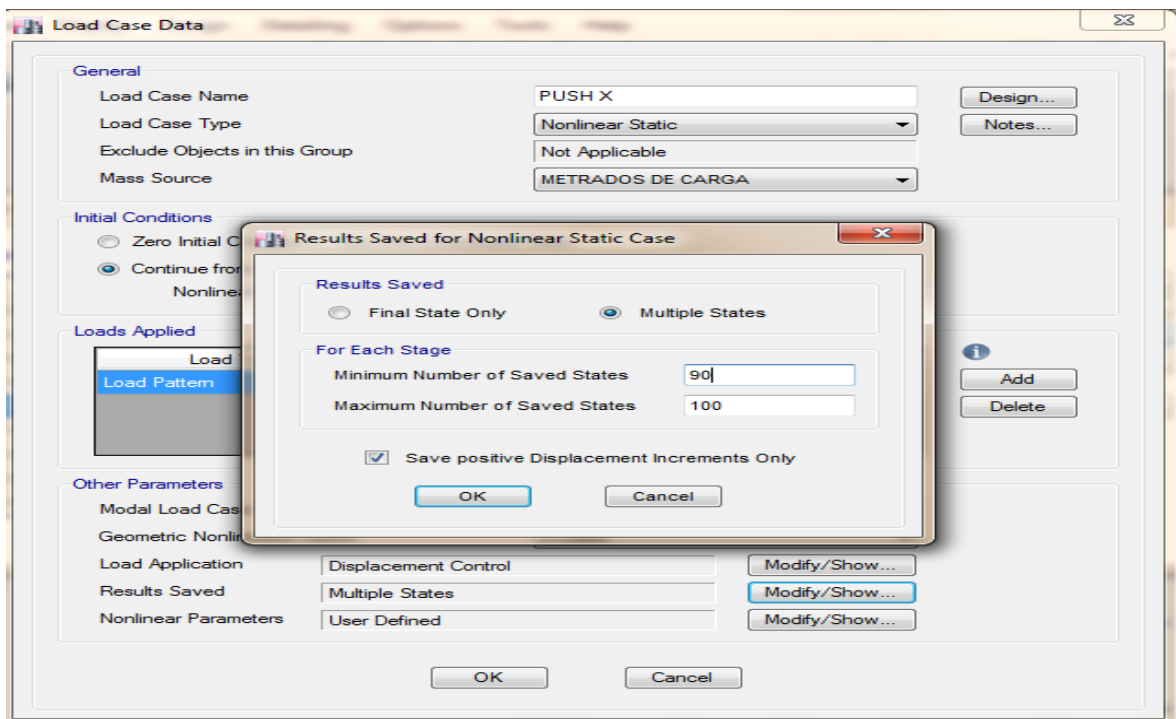
Asimismo esta carga será monitoreado con un desplazamiento de control en el nivel más elevado del edificio. Los resultados serán guardados en múltiples estados y tendrán los siguientes parámetros no lineales.

FIGURA N°9 Carga de aplicación



Fuente: Elaboración propia.

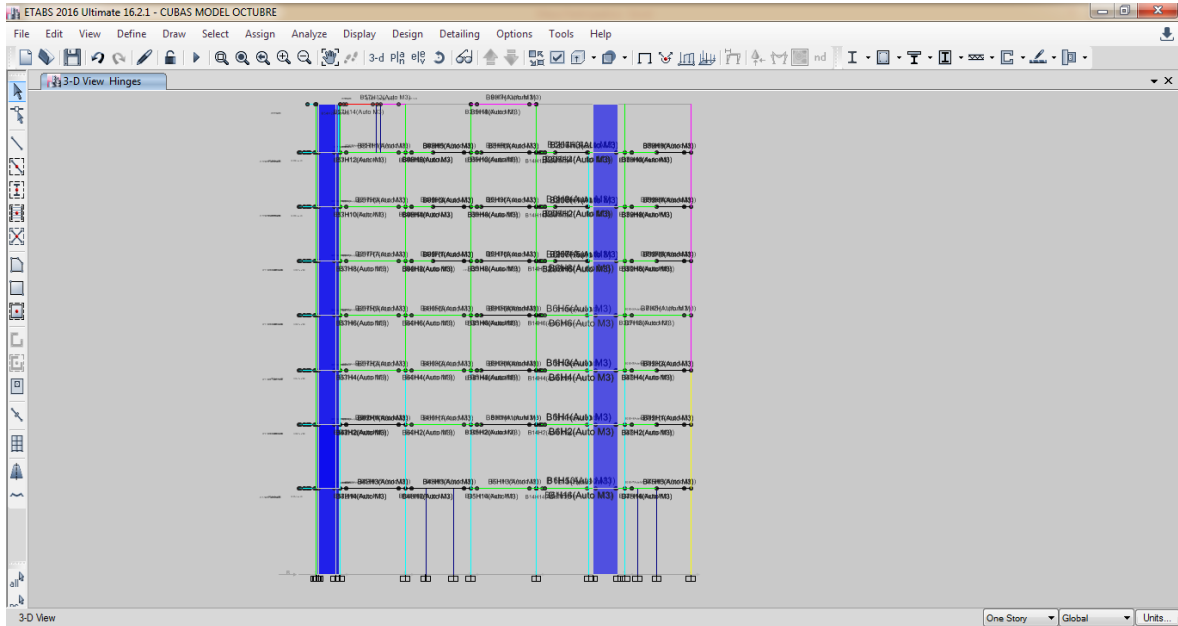
FIGURA N°10 Resultados guardados



Fuente: Elaboración propia.

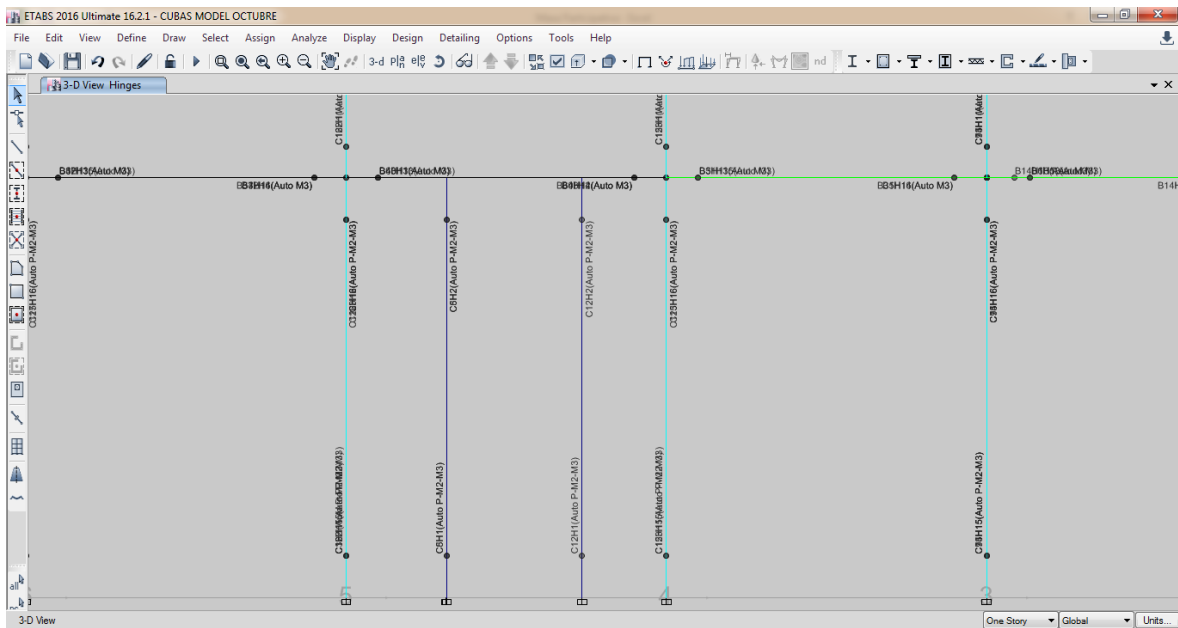
Previo al análisis, se asignan rótulas plásticas a flexión y a flexo compresión para vigas y columnas respectivamente y estas están ubicados en los extremos de los elementos estructurales.

FIGURA N°11 Asignación de las rótulas plásticas



Fuente: Elaboración propia.

FIGURA N°12 Asignación de las rótulas plásticas



Fuente: Elaboración propia.

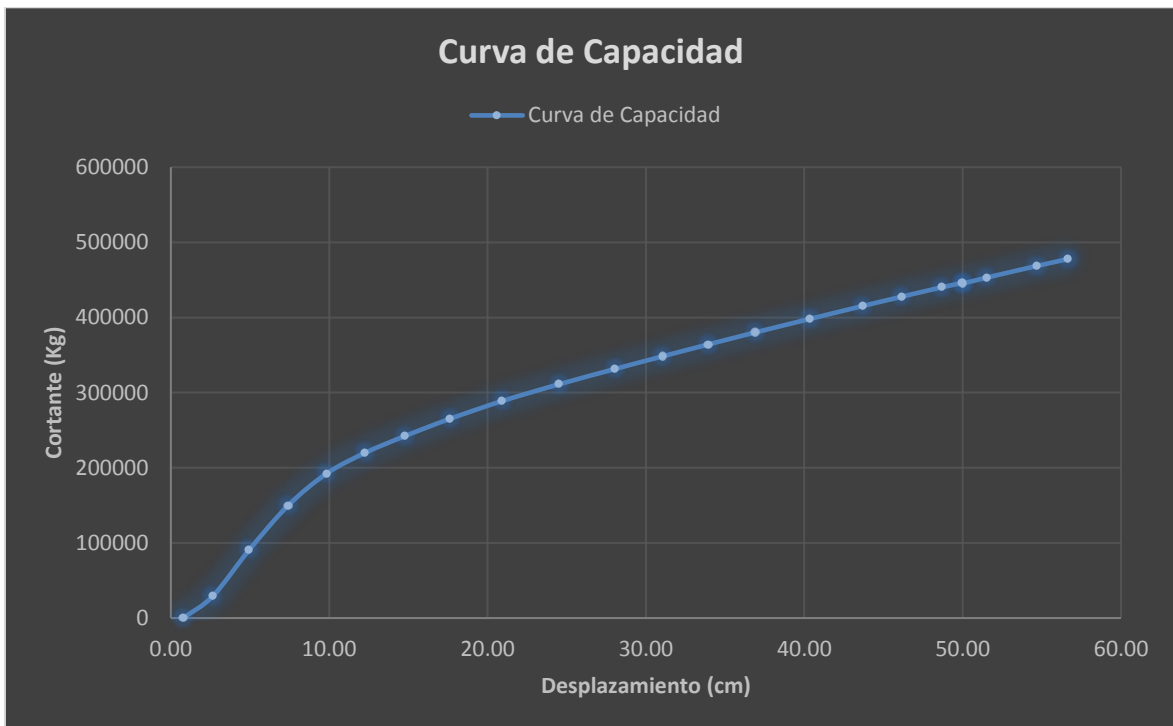
Se analiza la estructura y se obtiene la curva de capacidad con los siguientes datos:

TABLA N°4 Curva de capacidad

Cortante basal vs Desplazamiento		
Step	Desplazamiento	Cortante
	cm	Kg
0.000	0.7866	0.00
1.000	2.6527	29287.91
2.000	4.9621	91105.95
3.000	7.4153	149974.91
4.000	9.8387	192333.85
5.000	12.2801	219993.82
6.000	14.806	242408.74
7.000	17.6269	265182.09
8.000	20.9343	288901.87
9.000	24.5344	311255.21
10.000	28.0572	331526.11
11.000	31.0626	348382.75
12.000	33.9486	364218.5
13.000	36.9187	380194.86
14.000	40.3601	398144.57
15.000	43.6867	415283.61
16.000	46.1636	427715.12
17.000	48.6726	440146.72
18.000	49.9881	445781.2
19.000	50.0159	445209.62
20.000	51.52	453094.7
21.000	54.6878	468584.4
22.000	56.6762	477895.65

Fuente: Elaboración propia.

FIGURA N°13 Curva de Capacidad



Fuente: Elaboración propia.

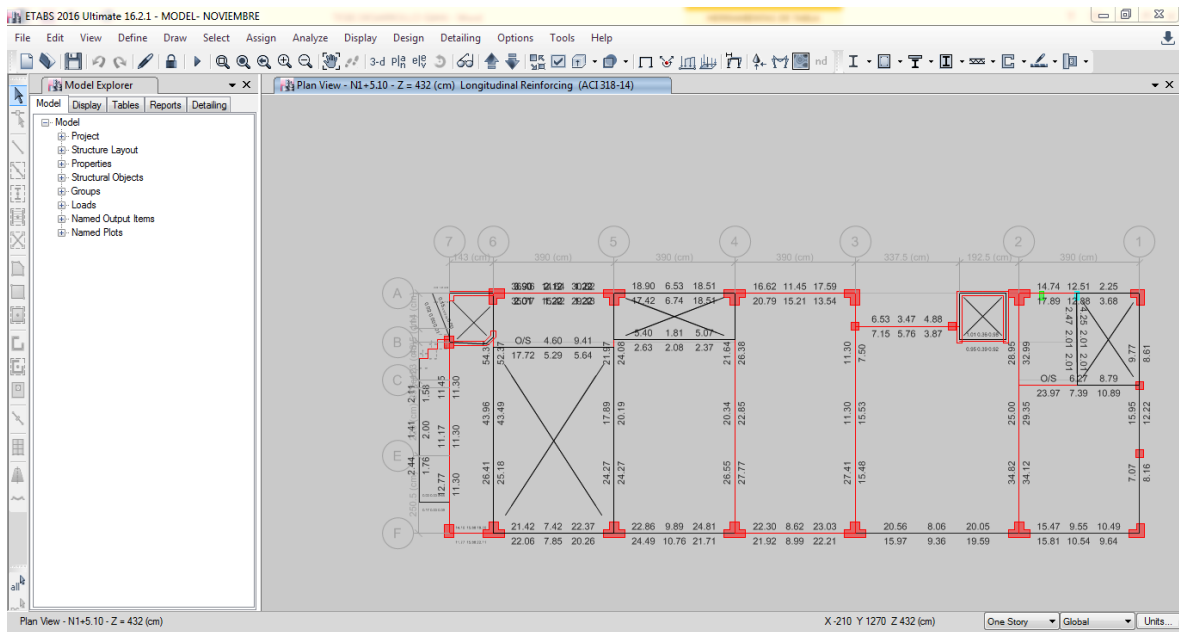
Se observa que la fuerza cortante máxima que alcanza la estructura en el análisis pushover es en el caso 22 de 477895.65 Kg.

Se observa que la primera rótula aparece en el caso 1 con un desplazamiento de 2.6527 cm y una fuerza sísmica de 29287.91 Kg.

Asimismo previo al análisis no lineal se realizó una verificación del diseño de los elementos estructurales, las cuales en su gran mayoría presentan falla de sobrerresistencia, asimismo se tiene la falla que relaciona la demanda capacidad de los elementos la cual se verificó que estos son mayores a 1.

Teniendo ciertas complicaciones al momento de diseño estos solo produjeron 22 casos de análisis, asimismo las rótulas que se generaron fueron mayormente en las columnas.

FIGURA N°14 Vista en planta de la estructura.



Fuente: Elaboración propia.

FIGURA N°15 Vista en planta de la estructura.

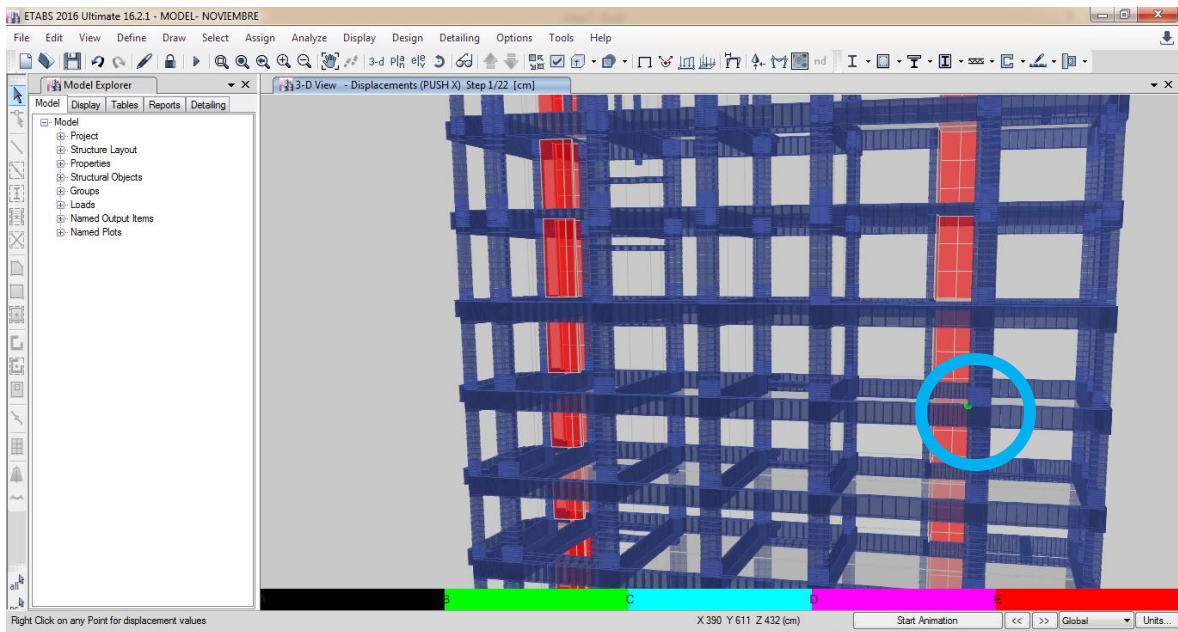
Beam-Column Flexural Capacity Ratios

	(6/5)B/C Major	(6/5)B/C Minor	Col/Beam Major	Col/Beam Minor
Clockwise	1.686	1.127	0.712	1.065
CounterClockwise	1.769	1.11	0.678	1.082

Fuente: Elaboración propia.

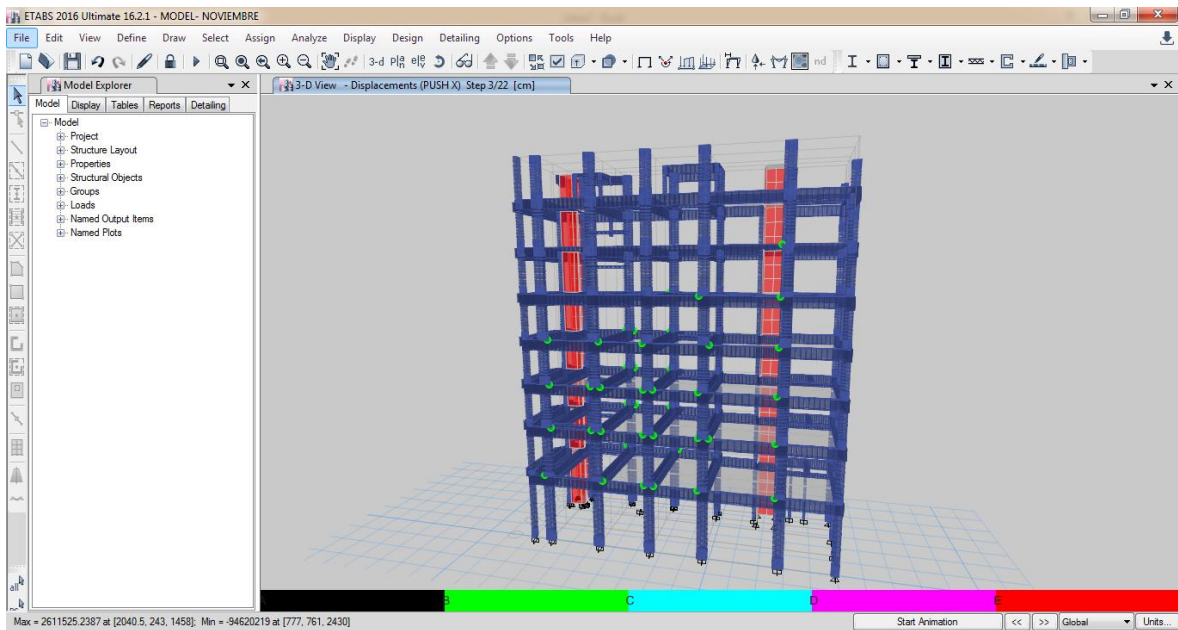
En la gran mayoría de las columnas presentan esta relación de demanda capacidad mayor a 1.

FIGURA N°15 Primera rotula



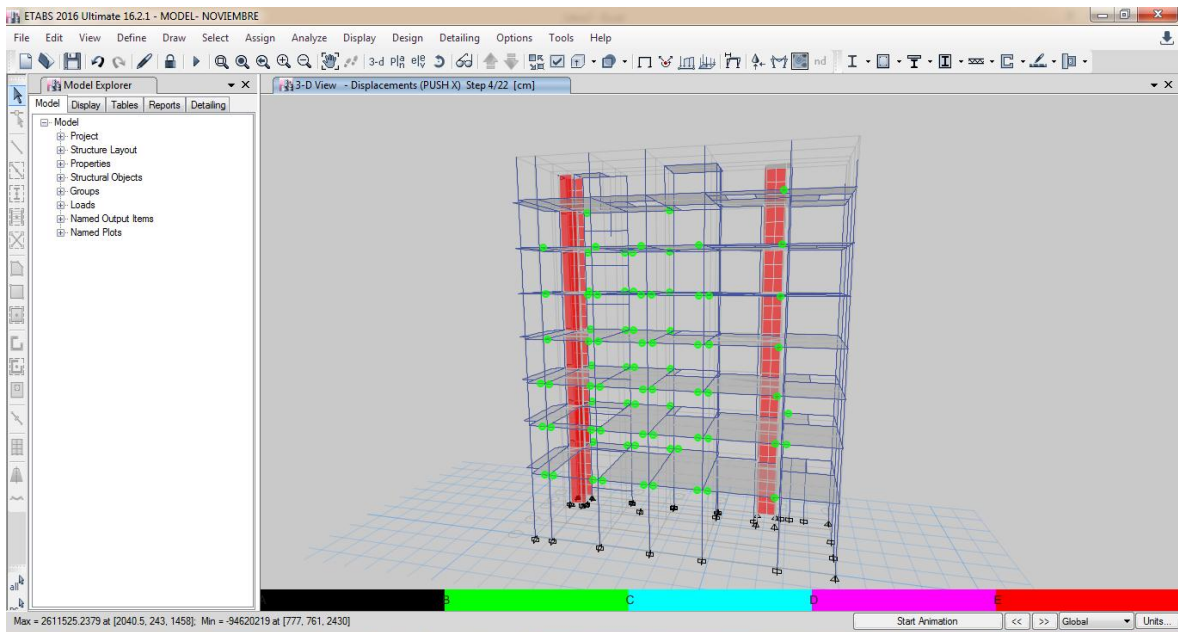
Fuente: Elaboración propia.

FIGURA N°16 Rotulas en las vigas



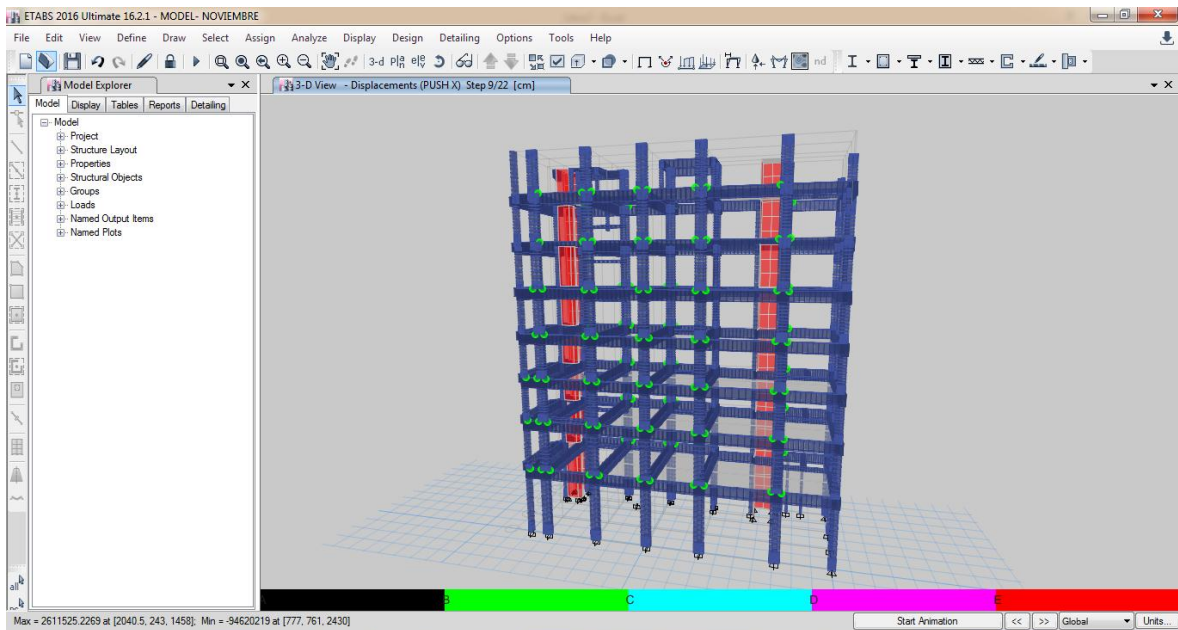
Fuente: Elaboración propia.

FIGURA N°17 Rotulas en las vigas



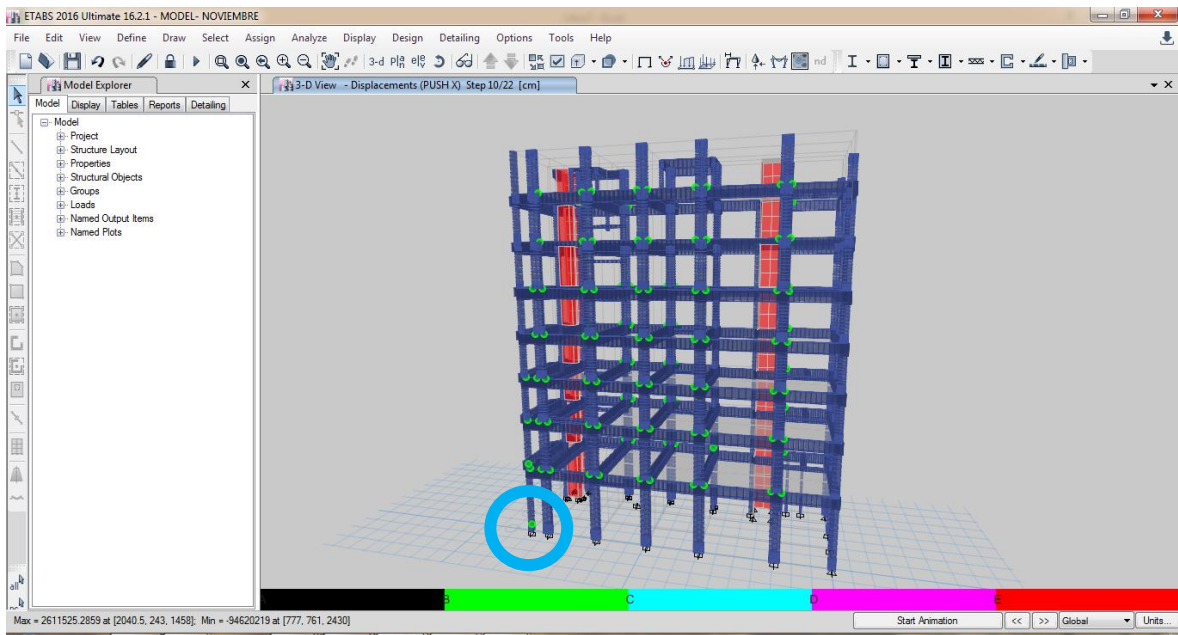
Fuente: Elaboración propia.

FIGURA N°18 Rotulas plásticas en el estado 9



Fuente: Elaboración propia.

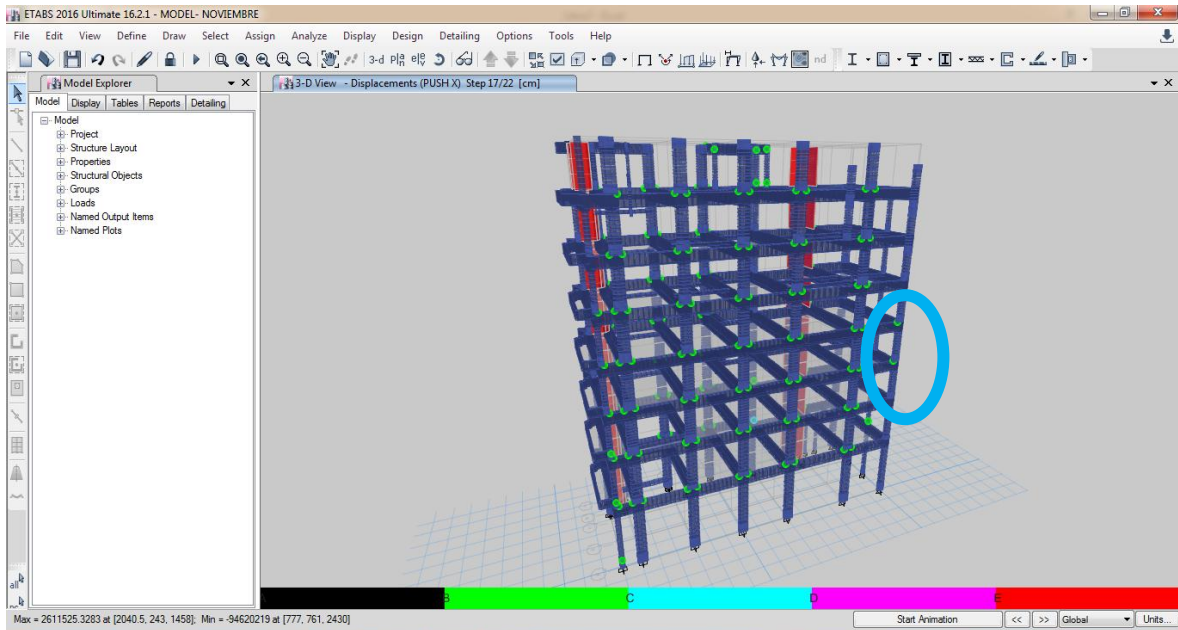
FIGURA N°19 Rotulas plásticas en las columnas en el estado 10



Fuente: Elaboración propia.

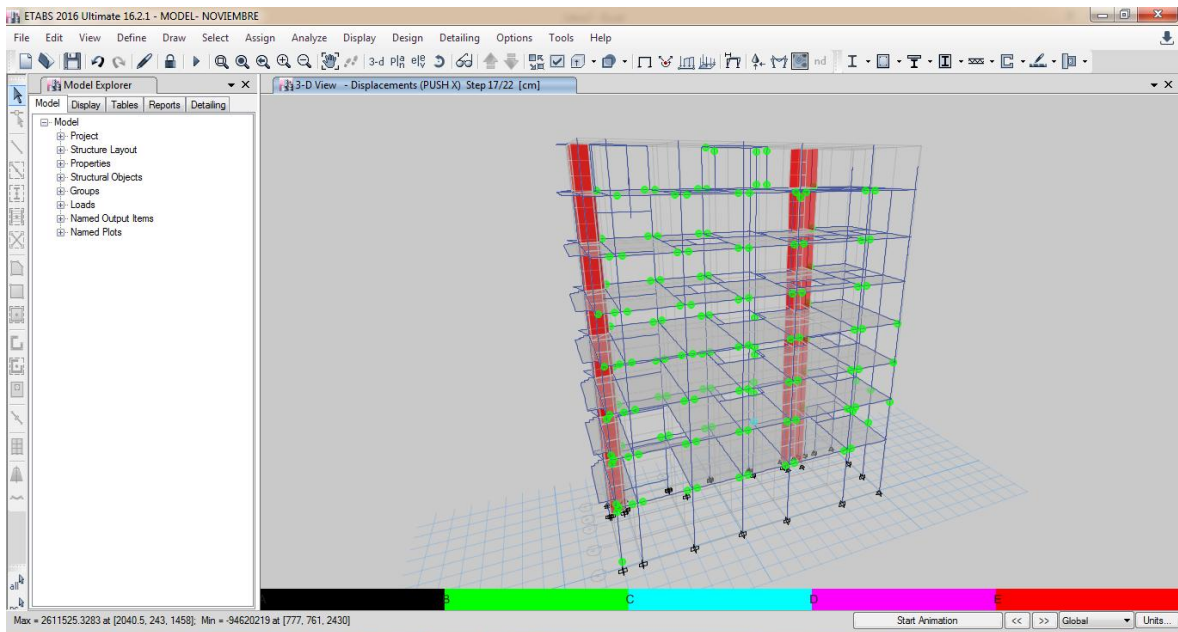
Se comienza a visualizar las primeras rótulas plásticas en las columnas, la cual se encuentra en el eje 7-F; columna rectangular.

FIGURA N°20 Rotulas plásticas en las columnas



Fuente: Elaboración propia.

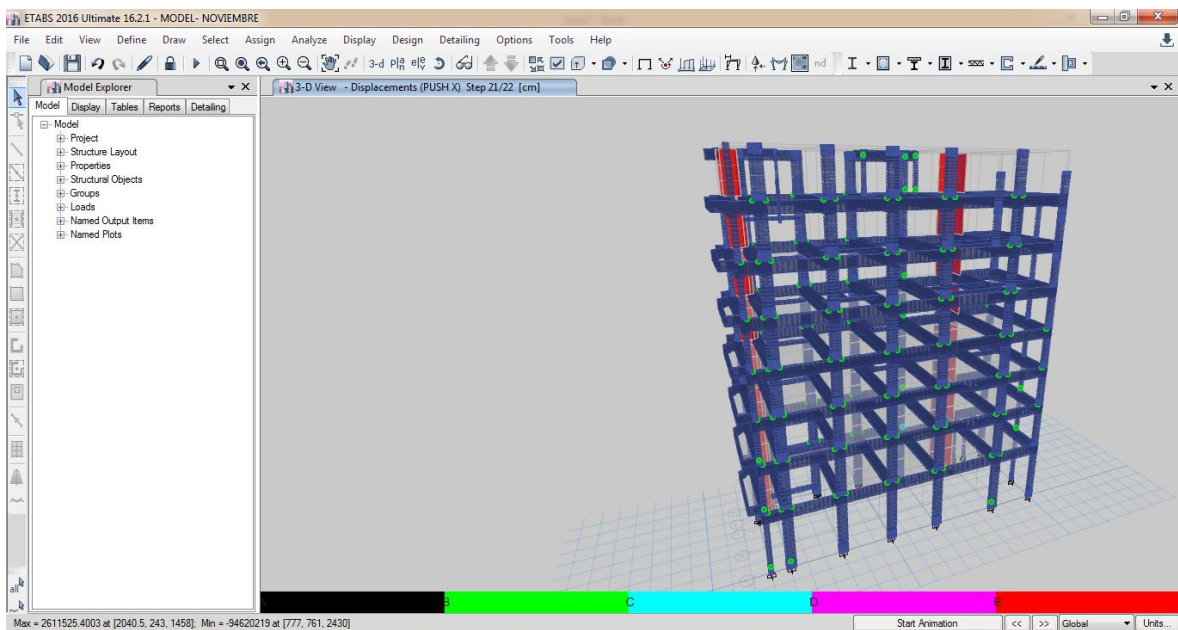
FIGURA N°21 Rotulas plásticas del edificio



Fuente: Elaboración propia.

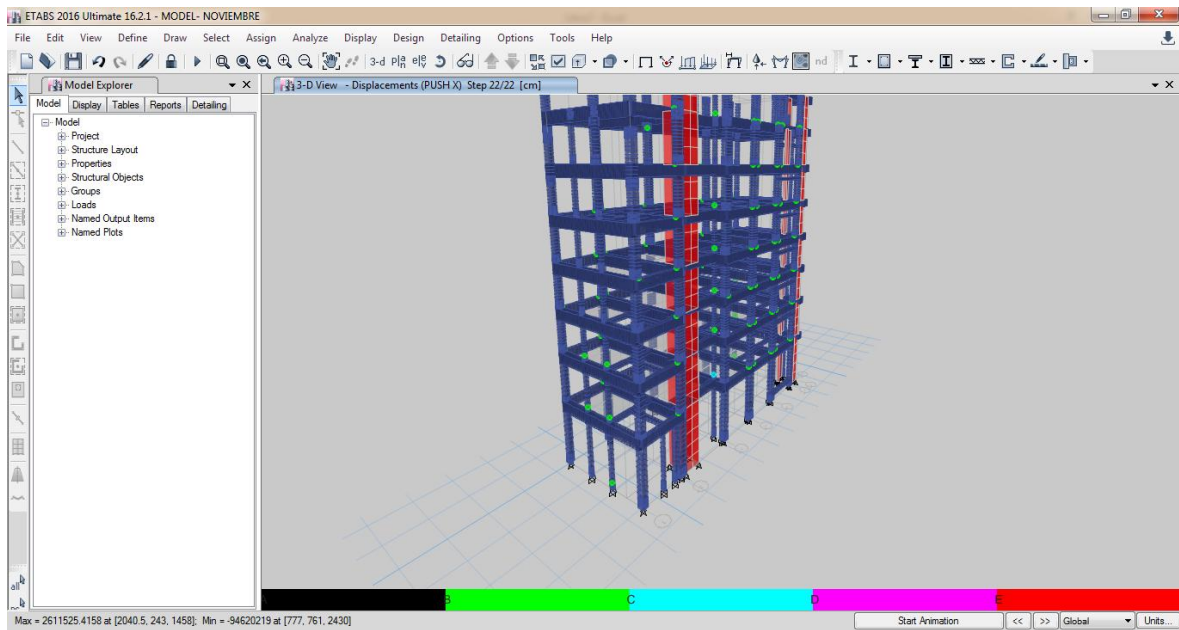
Las rótulas plásticas comienzan a cambiar de estado o nivel de desempeño, debido a las fuerzas que se están aplicando. Se observa que algunas rotulas plásticas están pasando a ser de color celeste, representando este color al nivel de seguridad de vida.

FIGURA N°22 Rotulas plásticas en el edificio



Fuente: Elaboración propia.

FIGURA N°23 Último estado de las Rotulas plásticas



Fuente: Elaboración propia.

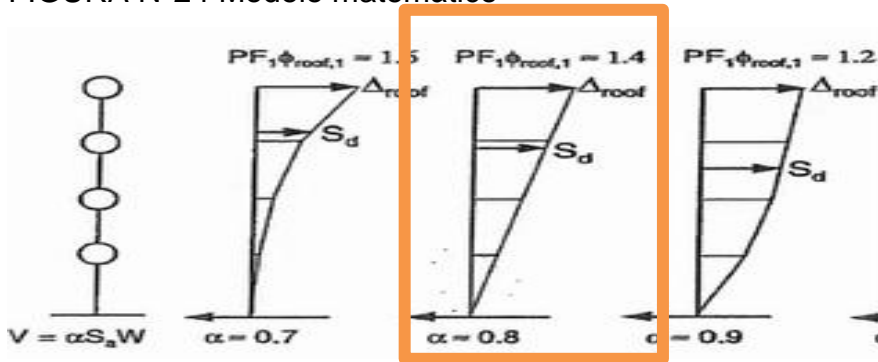
Para convertir la curva de capacidad en un espectro de capacidad se realiza los siguientes pasos:

TABLA N°5 Factor de modificación modal

Modo 1								
Nivel	ϕ	w_i (Tn)	m_i (Kg s ² /cm)	$m_i \times \phi$	$(m_i \times \phi)^2$	$m_i \times \phi^2$	α_1	PF1
Azotea	0.005	18.872	19.238	0.096	0.009	0.00048	0.82	274.725
7	0.0048	153.227	156.194	0.750	0.562	0.0036		
6	0.0044	154.651	157.646	0.694	0.481	0.00305		
5	0.0038	155.160	158.165	0.601	0.361	0.00228		
4	0.0032	177.275	180.709	0.578	0.334	0.00185		
3	0.0024	169.282	172.560	0.414	0.172	0.00099		
2	0.0016	160.536	163.645	0.262	0.069	0.00042		
1	0.0006	167.451	170.694	0.102	0.010	0.00006		
		1156.453	1178.851	3.497	1.999	0.013	1.4	

Fuente: Elaboración propia.

FIGURA N°24 Modelo matemático



Fuente: Applied Technology Council, 1996.

Se muestran las dos ecuaciones para determinar el factor de modificación de la estructura.

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

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

Obtenidos el factor de modificación se empieza a desarrollar la siguiente tabla:

TABLA N°6 Espectro de Capacidad

Espectro de Capacidad (ADRS)		
Step	S _{di}	S _{ai}
	cm	g
0.000	0.573	0.000
1.000	1.931	0.031
2.000	3.612	0.096
3.000	5.398	0.158
4.000	7.163	0.203
5.000	8.940	0.232
6.000	10.779	0.256
7.000	12.832	0.280
8.000	15.240	0.305
9.000	17.861	0.328
10.000	20.426	0.350
11.000	22.614	0.367
12.000	24.715	0.384
13.000	26.877	0.401
14.000	29.382	0.420
15.000	31.804	0.438
16.000	33.607	0.451
17.000	35.434	0.464
18.000	36.391	0.470

19.000	36.412	0.469
20.000	37.507	0.478
21.000	39.813	0.494
22.000	41.260	0.504

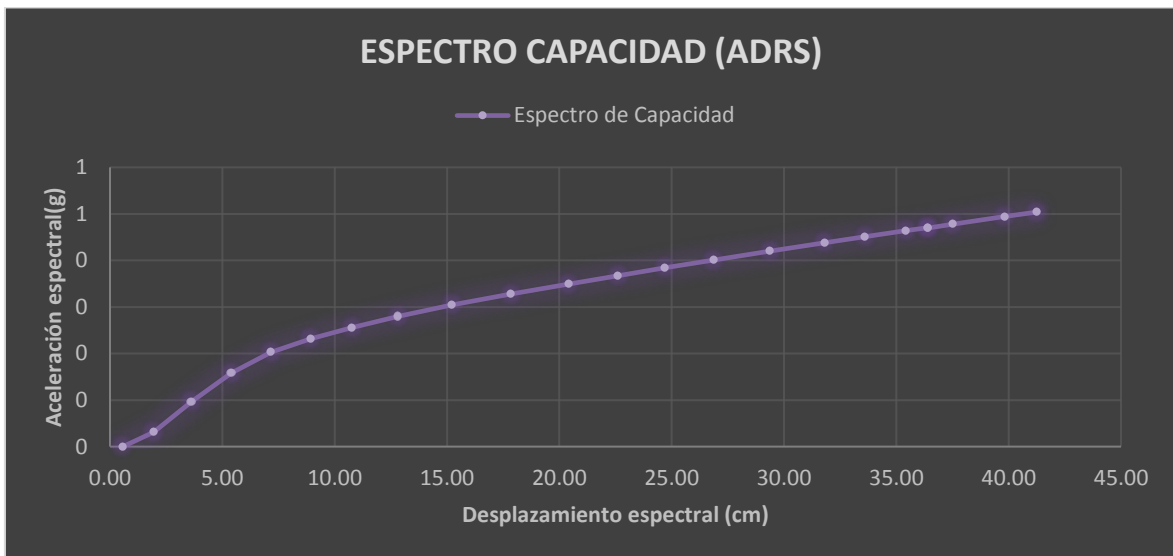
Fuente: Elaboración propia.

Esta conversión se desarrolló siguiendo la norma ATC – 40, que proporcionan las siguientes fórmulas de conversión:

$$SD = \frac{\Delta_{tope}}{PF_1}$$

$$Sa = \frac{V/W}{\alpha_1}$$

FIGURA N°25 Espectro de Capacidad ADRS



Fuente: Elaboración propia.

Ahora se procede a encontrar el punto de desempeño que tiene la estructura, para esto se interseccionaron los espectros de demanda con el espectro de capacidad.

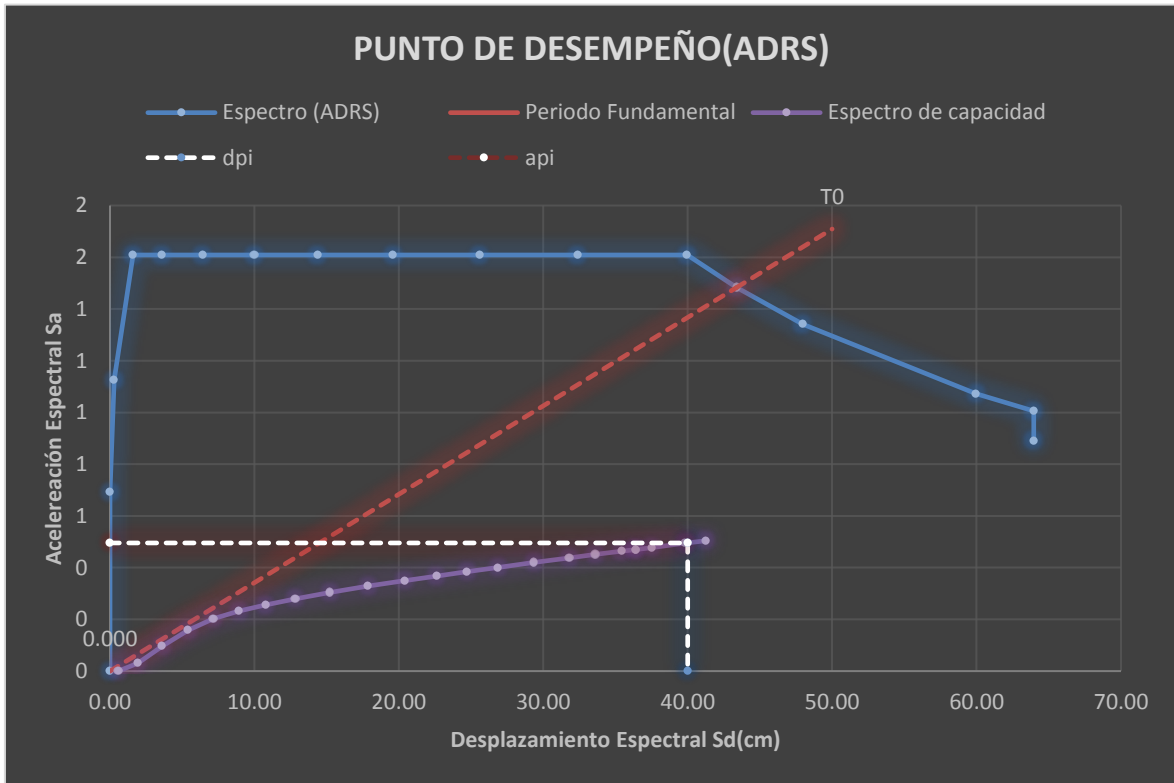
Los espectros de demanda son reducidos mediante las ductilidades que se asumen en cada caso, el procedimiento se desarrolla de acuerdo a la norma FEMA 440.

El procedimiento consiste en asumir un desplazamiento inicial y con ello determinar en la intersección con el espectro de capacidad, la aceleración espectral inicial.

api	dpi
0.495	40.000

amax	deff
0.282	10.700

FIGURA N°26 Espectro de Capacidad ADRS



Fuente: Elaboración propia.

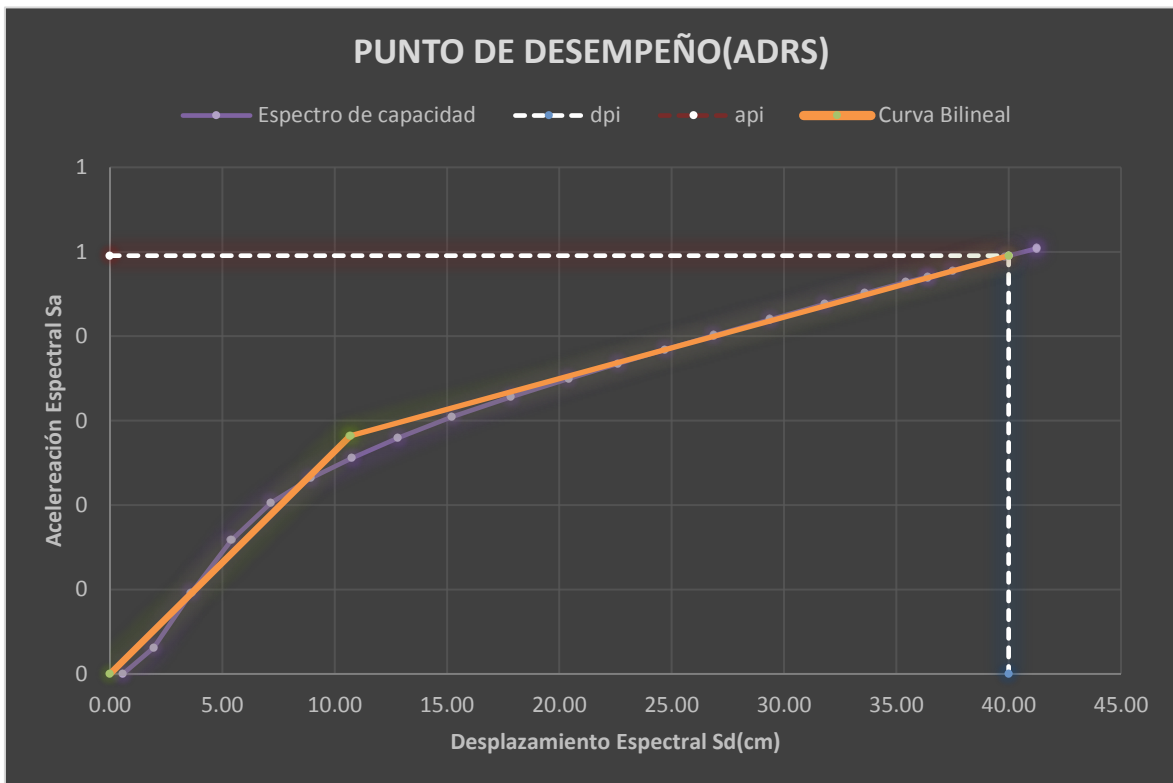
Ahora por medio de un espectro reducido por su ductilidad se procede a intersectar el espectro de capacidad.

Previo a eso se desarrolla un espectro de capacidad bilineal con las siguientes características:

Curva Bilineal	
S_d	S_a
0.000	0.000
10.700	0.282
40.000	0.495

Donde la aceleración aproximada será el 60% de la cortante sísmica.

FIGURA N°27 Curva bilineal ADRS



Fuente: Elaboración propia.

Se asume la primera condición en ambos casos para determinar el amortiguamiento efectivo y el periodo efectivo en base a su ductilidad:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $\beta_{\text{eff}} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $\beta_{\text{eff}} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$

Para $\mu \geq 6.5$: $\beta_{\text{eff}} = 19 \left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)]^2} \right] \left(\frac{T_{\text{eff}}}{T_0} \right)^2 + \beta_0$

$\mu =$ ductilidad

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $T_{\text{eff}} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0$

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $T_{\text{eff}} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0$

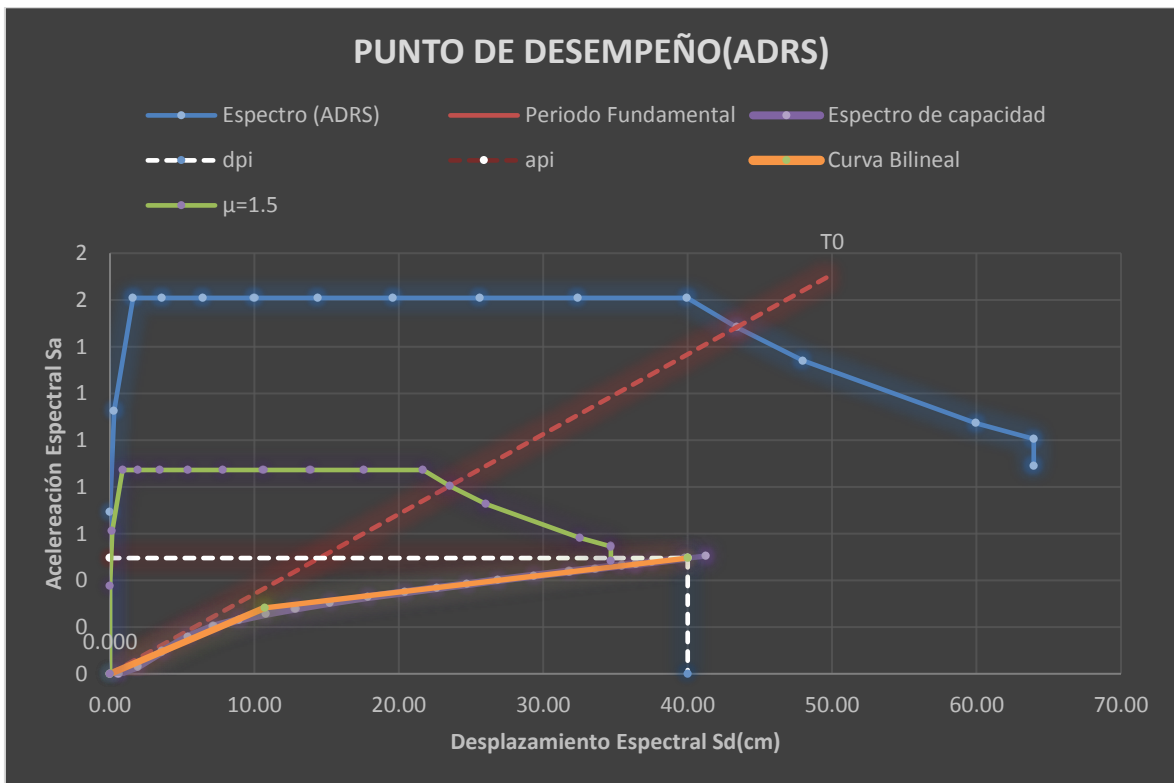
Para $\mu \geq 6.5$: $T_{\text{eff}} = \left\{ 0.89 \left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0$

TABLA N°7 Reducción la espectro de demanda

ORIGINAL		
	u	1.500
	A	4.900
	B	-1.100
	G	0.200
	H	-0.038
	B _{eff}	6.088
	T _{eff}	1.134
	T _{sec}	1.503
	B	1.050
<u>T</u>	<u>S_{ai}</u>	<u>S_{di}</u>
s	g	cm
0.000	0.000	0.000
0.010	0.375	0.001
0.100	0.611	0.152
0.200	0.872	0.867
0.300	0.872	1.951
0.400	0.872	3.468
0.500	0.872	5.419
0.600	0.872	7.803
0.700	0.872	10.621
0.800	0.872	13.873
0.900	0.872	17.558
1.000	0.872	21.676
1.085	0.804	23.518
1.200	0.727	26.011
1.500	0.582	32.514
1.600	0.545	34.682
1.700	0.483	34.682
2.000	0.349	34.682
2.500	0.223	34.682
3.000	0.155	34.682
3.500	0.114	34.682
4.000	0.087	34.682
5.000	0.056	34.682
8.000	0.022	34.682
11.000	0.012	34.682
15.000	0.006	34.682

Fuente: Elaboración propia.

FIGURA N°28 Curva bilineal ADRS



Fuente: Elaboración propia.

Debido a que aún no se intersecta el espectro reducido de demanda con el espectro de capacidad se aumenta la ductilidad a 1.80

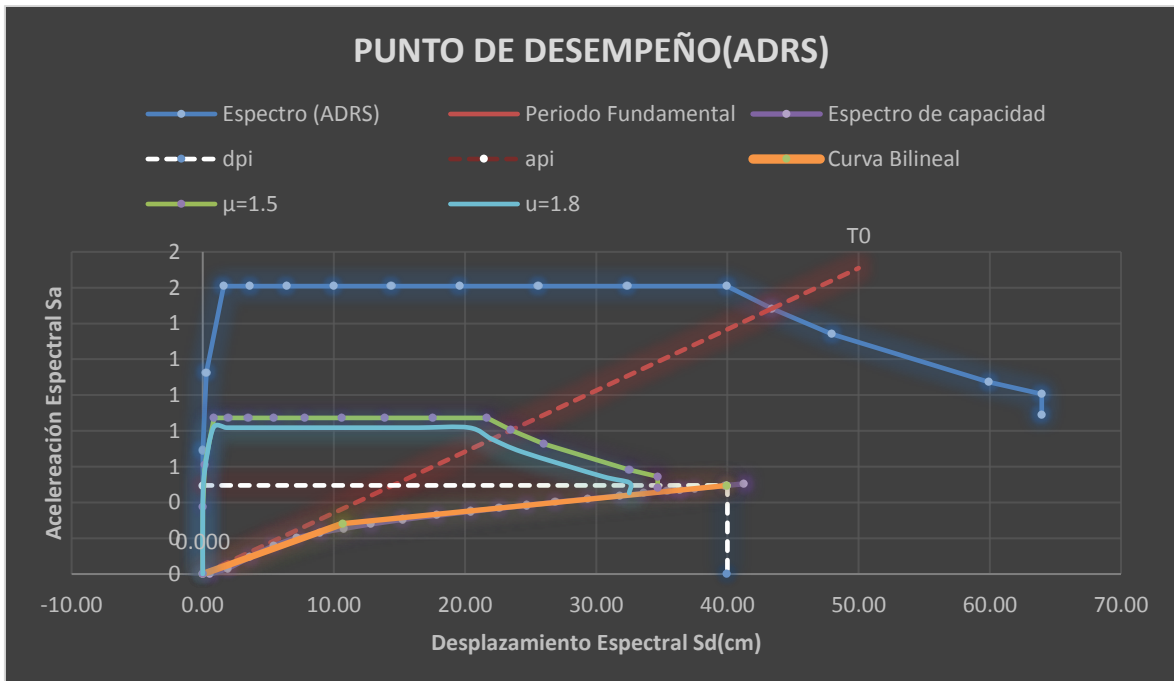
TABLA N°8 Reducción la espectro de demanda

ORIGINAL		
u	1.800	
A	4.900	
B	-1.100	
G	0.200	
H	-0.038	
Beff	7.573	
Teff	1.203	
Tsec	1.594	
B	1.120	
<u>T</u>	<u>Sai</u>	<u>Sdi</u>
s	g	cm
0.000	0.000	0.000
0.010	0.352	0.0008738
0.100	0.572	0.142
0.200	0.818	0.813

0.300	0.818	1.829
0.400	0.818	3.251
0.500	0.818	5.080
0.600	0.818	7.316
0.700	0.818	9.957
0.800	0.818	13.006
0.900	0.818	16.460
1.000	0.818	20.321
1.085	0.754	22.049
1.200	0.681	24.386
1.500	0.545	30.482
1.600	0.511	32.514
1.700	0.453	32.514
2.000	0.327	32.514
2.500	0.209	32.514
3.000	0.145	32.514
3.500	0.107	32.514
4.000	0.082	32.514
5.000	0.052	32.514
8.000	0.020	32.514
11.000	0.011	32.514
15.000	0.006	32.514

Fuente: Elaboración propia.

FIGURA N°29 Curva bilineal ADRS



Fuente: Elaboración propia.

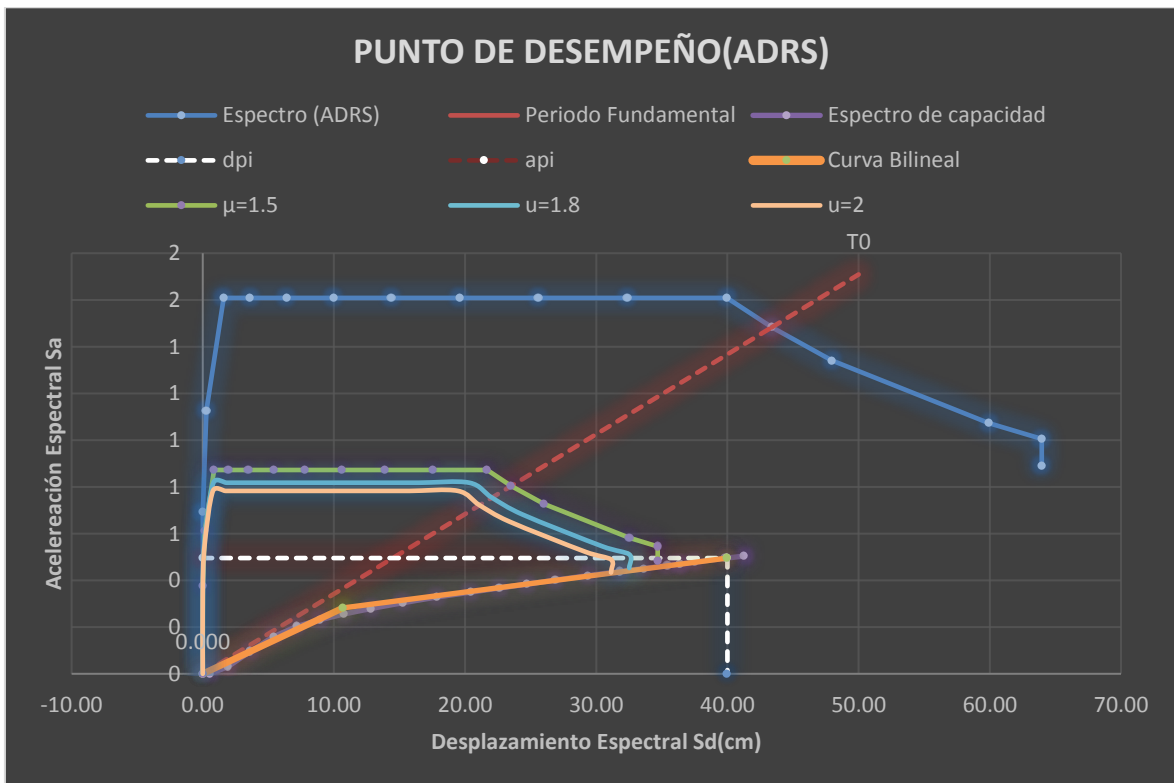
Se nota que la intersección se aproxima al espectro de capacidad bilineal, así que se procedió a modificar la ductilidad.

TABLA N°9 Reducción la espectro de demanda

ORIGINAL		
u	2.000	
A	4.900	
B	-1.100	
G	0.200	
H	-0.038	
Beff	8.800	
Teff	1.261	
Tsec	1.671	
B	1.170	
<u>I</u>	<u>Sai</u>	<u>Sdi</u>
s	g	cm
0.000	0.000	0.000
0.010	0.337	0.000836
0.100	0.548	0.136
0.200	0.783	0.778
0.300	0.783	1.751
0.400	0.783	3.112
0.500	0.783	4.863
0.600	0.783	7.003
0.700	0.783	9.532
0.800	0.783	12.450
0.900	0.783	15.757
1.000	0.783	19.453
1.085	0.722	21.106
1.200	0.652	23.343
1.500	0.522	29.179
1.600	0.489	31.125
1.700	0.433	31.125
2.000	0.313	31.125
2.500	0.200	31.125
3.000	0.139	31.125
3.500	0.102	31.125
4.000	0.078	31.125
5.000	0.050	31.125
8.000	0.020	31.125
11.000	0.010	31.125
15.000	0.006	31.125

Fuente: Elaboración propia.

FIGURA N°30 Curva bilineal ADRS



Fuente: Elaboración propia.

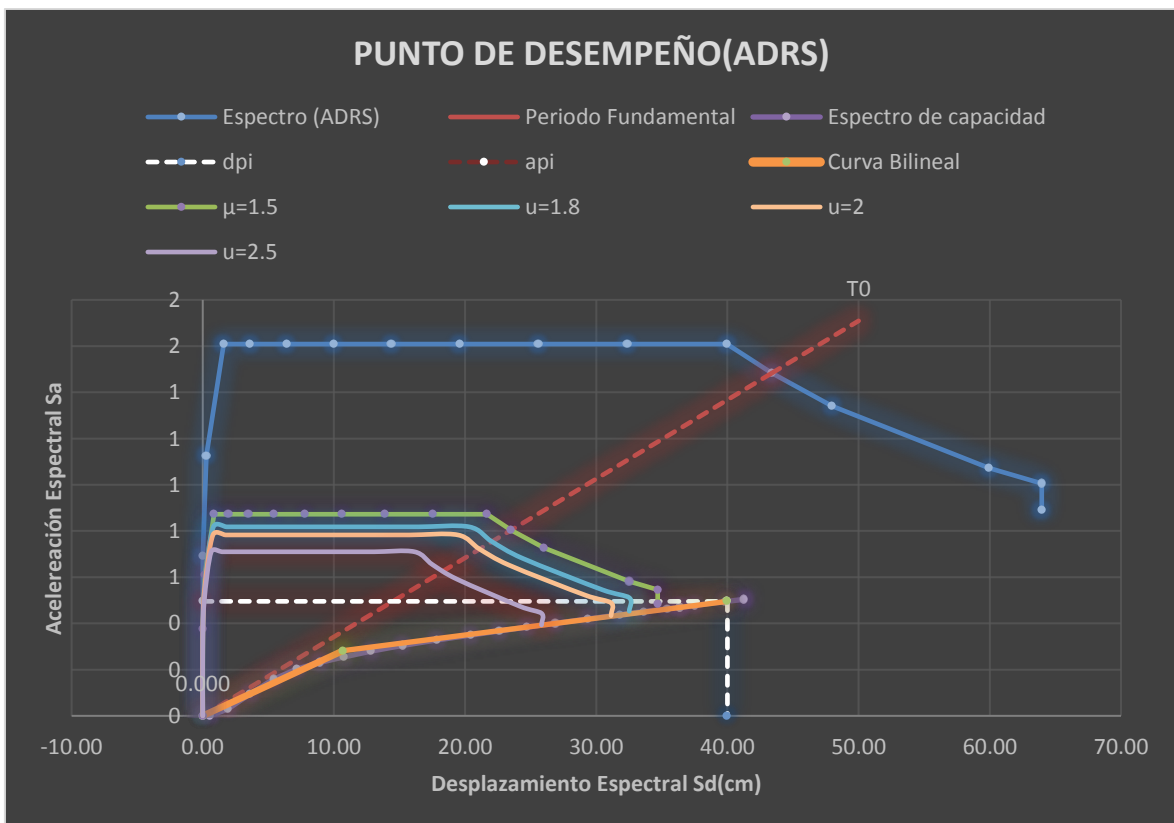
TABLA N°10 Reducción la espectro de demanda

ORIGINAL		
u	2.500	
A	4.900	
B	-1.100	
G	0.200	
H	-0.038	
Beff	12.313	
Teff	1.434	
Tsec	1.901	
B	1.290	
<u>T</u>	<u>S_{ai}</u>	<u>S_{di}</u>
s	g	cm
0.000	0.000	0.000
0.010	0.305	0.0007587
0.100	0.497	0.124
0.200	0.710	0.706
0.300	0.710	1.588
0.400	0.710	2.823
0.500	0.710	4.411

0.600	0.710	6.352
0.700	0.710	8.645
0.800	0.710	11.292
0.900	0.710	14.291
1.000	0.710	17.643
1.085	0.654	19.143
1.200	0.592	21.172
1.500	0.473	26.465
1.600	0.444	28.229
1.700	0.393	28.229
2.000	0.284	28.229
2.500	0.182	28.229
3.000	0.126	28.229
3.500	0.093	28.229
4.000	0.071	28.229
5.000	0.045	28.229
8.000	0.018	28.229
11.000	0.009	28.229
15.000	0.005	28.229

Fuente: Elaboración propia.

FIGURA N°31 Curva bilineal ADRS



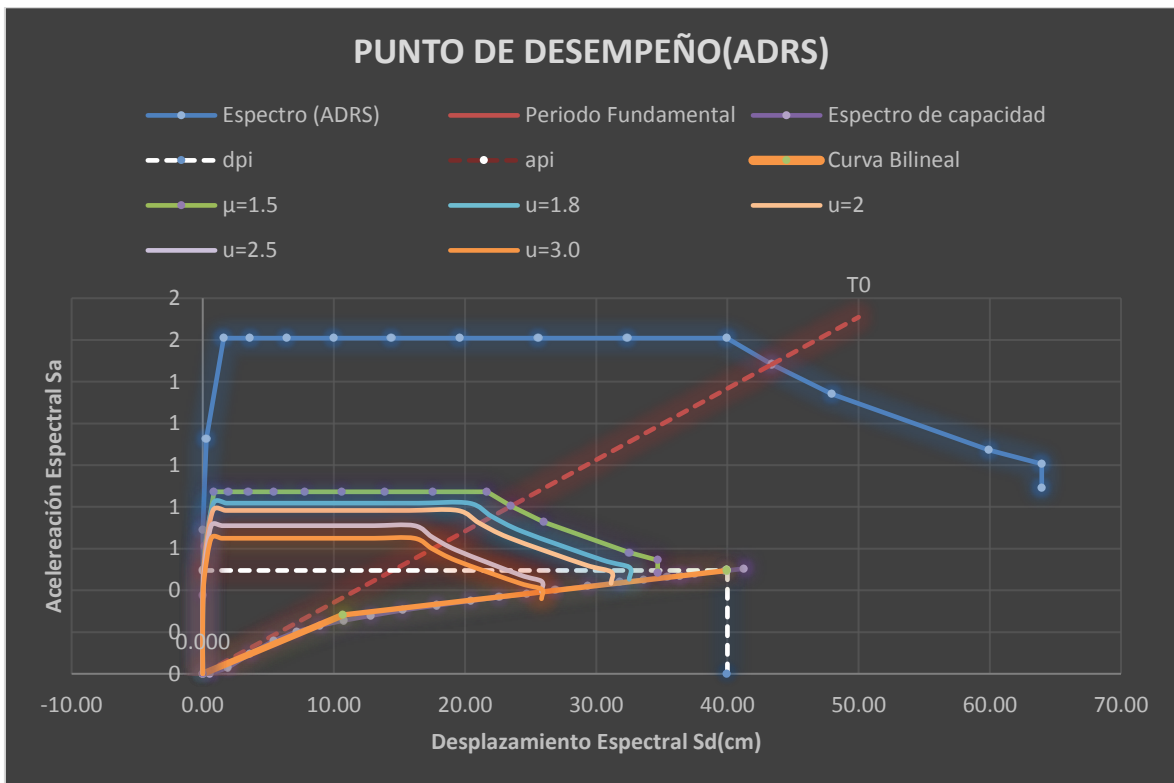
Fuente: Elaboración propia.

TABLA N°11 Reducción la espectro de demanda

ORIGINAL		
	u	3.000
	A	4.900
	B	-1.100
	G	0.200
	H	-0.038
	Beff	15.800
	Teff	1.623
	Tsec	2.151
	B	1.410
<u>T</u>	<u>Sai</u>	<u>Sdi</u>
s	g	cm
0.000	0.000	0.000
0.010	0.279	0.00069
0.100	0.455	0.113
0.200	0.650	0.646
0.300	0.650	1.453
0.400	0.650	2.583
0.500	0.650	4.035
0.600	0.650	5.811
0.700	0.650	7.909
0.800	0.650	10.331
0.900	0.650	13.075
1.000	0.650	16.142
1.085	0.599	17.514
1.200	0.541	19.370
1.500	0.433	24.213
1.600	0.406	25.827
1.700	0.360	25.827
2.000	0.260	25.827
2.500	0.166	25.827
3.000	0.115	25.827
3.500	0.085	25.827
4.000	0.065	25.827
5.000	0.042	25.827
8.000	0.016	25.827
11.000	0.009	25.827
15.000	0.005	25.827

Fuente: Elaboración propia.

FIGURA N°32 Curva bilineal ADRS



Fuente: Elaboración propia.

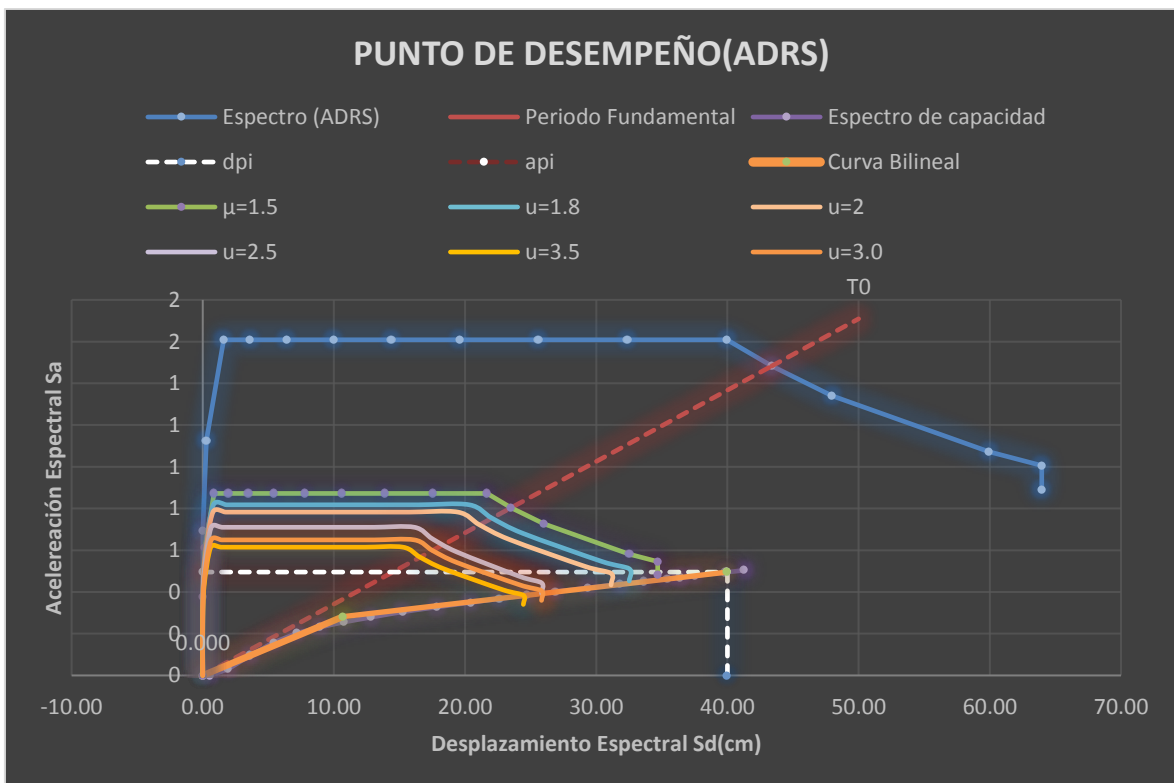
TABLA N°12 Reducción la espectro de demanda

ORIGINAL		
u	3.500	
A	4.900	
B	-1.100	
G	0.200	
H	-0.038	
Beff	18.438	
Teff	1.797	
Tsec	2.382	
B	1.490	
<u>T</u>	<u>Sai</u>	<u>Sdi</u>
s	g	cm
0.000	0.000	0.000
0.010	0.264	0.00066
0.100	0.430	0.107
0.200	0.615	0.611
0.300	0.615	1.375
0.400	0.615	2.444
0.500	0.615	3.819

0.600	0.615	5.499
0.700	0.615	7.485
0.800	0.615	9.776
0.900	0.615	12.373
1.000	0.615	15.275
1.085	0.567	16.573
1.200	0.512	18.330
1.500	0.410	22.913
1.600	0.384	24.440
1.700	0.340	24.440
2.000	0.246	24.440
2.500	0.157	24.440
3.000	0.109	24.440
3.500	0.080	24.440
4.000	0.061	24.440
5.000	0.039	24.440
8.000	0.015	24.440
11.000	0.008	24.440
15.000	0.004	24.440

Fuente: Elaboración propia.

FIGURA N°33 Curva bilineal ADRS



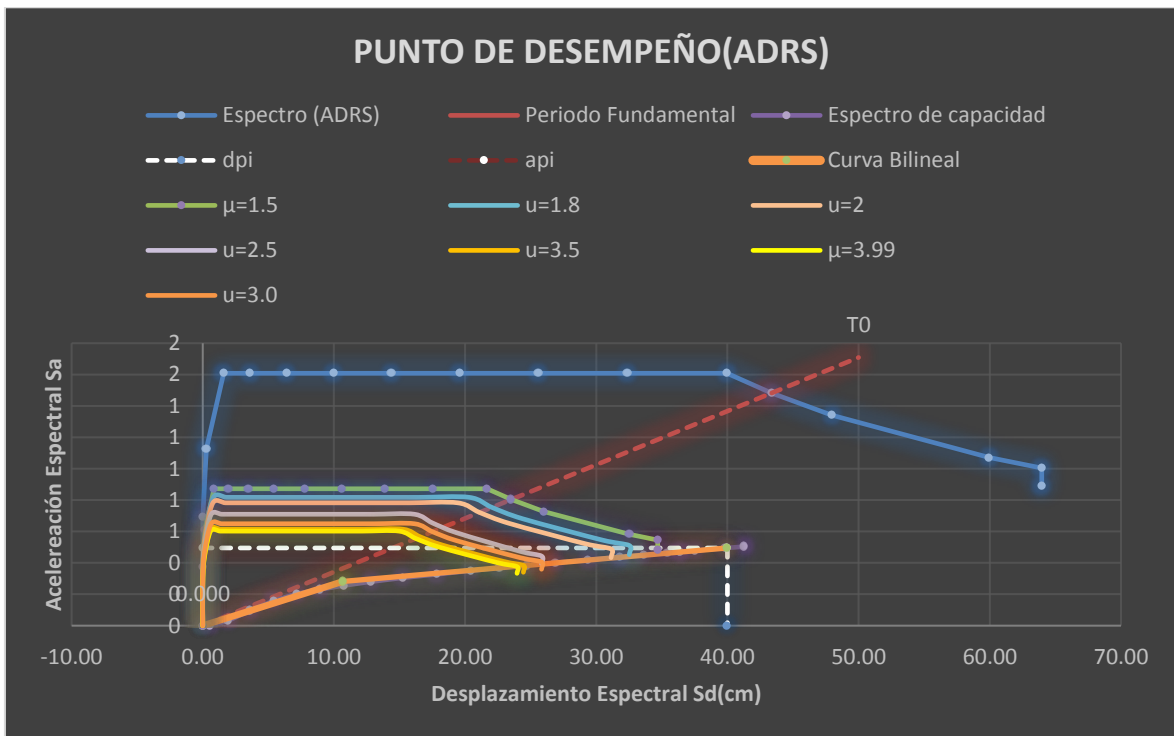
Fuente: Elaboración propia.

TABLA N°13 Reducción la espectro de demanda

ORIGINAL		
u	3.990	
A	4.900	
B	-1.100	
G	0.200	
H	-0.038	
Beff	19.403	
Teff	1.923	
Tsec	2.548	
B	1.520	
<u>T</u>	<u>Sai</u>	<u>Sdi</u>
s	g	cm
0.000	0.000	0.000
0.010	0.259	0.00064
0.100	0.422	0.105
0.200	0.603	0.599
0.300	0.603	1.348
0.400	0.603	2.396
0.500	0.603	3.743
0.600	0.603	5.390
0.700	0.603	7.337
0.800	0.603	9.583
0.900	0.603	12.129
1.000	0.603	14.974
1.085	0.555	16.246
1.200	0.502	17.968
1.500	0.402	22.460
1.600	0.377	23.958
1.700	0.334	23.958
2.000	0.241	23.958
2.500	0.154	23.958
3.000	0.107	23.958
3.500	0.079	23.958
4.000	0.060	23.958
5.000	0.039	23.958
8.000	0.015	23.958
11.000	0.008	23.958
15.000	0.004	23.958

Fuente: Elaboración propia.

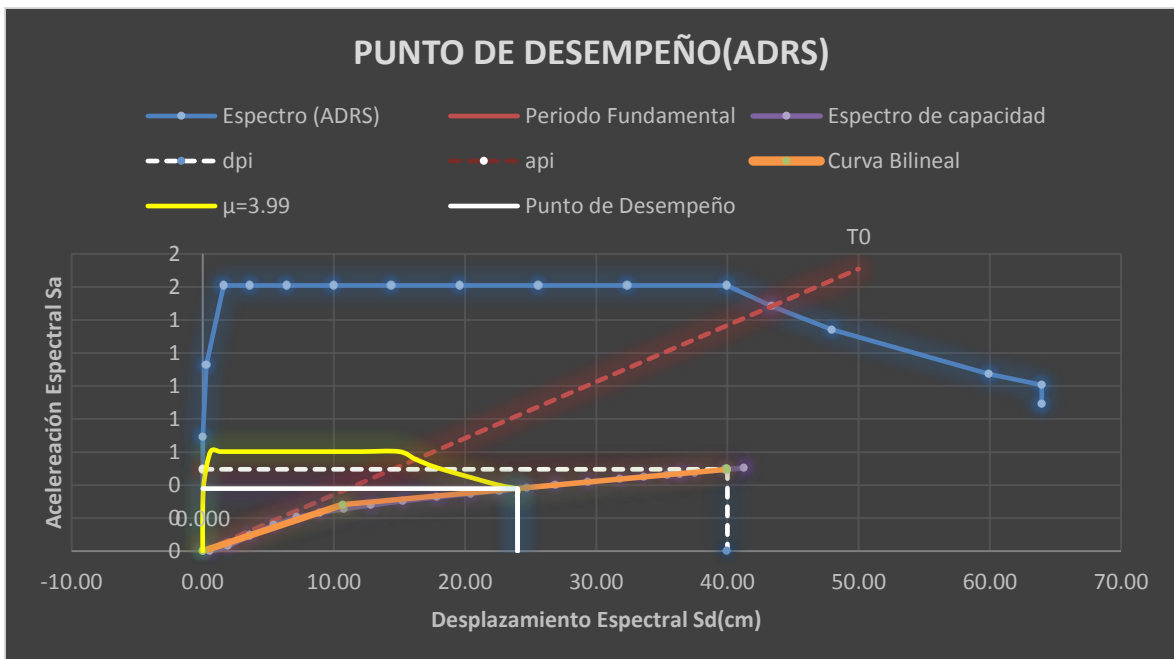
FIGURA N°34 Curva bilineal ADRS



Fuente: Elaboración propia.

Se hace ya notorio la intersección del espectro de demanda y el espectro de capacidad y se procede a calcular el punto de desempeño, mediante la intersección de ambos espectros.

FIGURA N°35 Curva bilineal ADRS



Fuente: Elaboración propia.

De la gráfica se determina el punto de desempeño y se calcula el desplazamiento Inelástico de la estructura

Punto de Desempeño (ADRS)	
Sd	Sa
24.000	0.379

Punto de Desempeño	
V	D
Tn	cm
358.939	32.967

Punto de Fluencia (ADRS)	
Sd	Sa
10.700	0.282

Ductilidad de la Estructura	
$\mu =$	2.243
Desplazamiento Inelástico	
$\Delta P =$	cm
	29.300

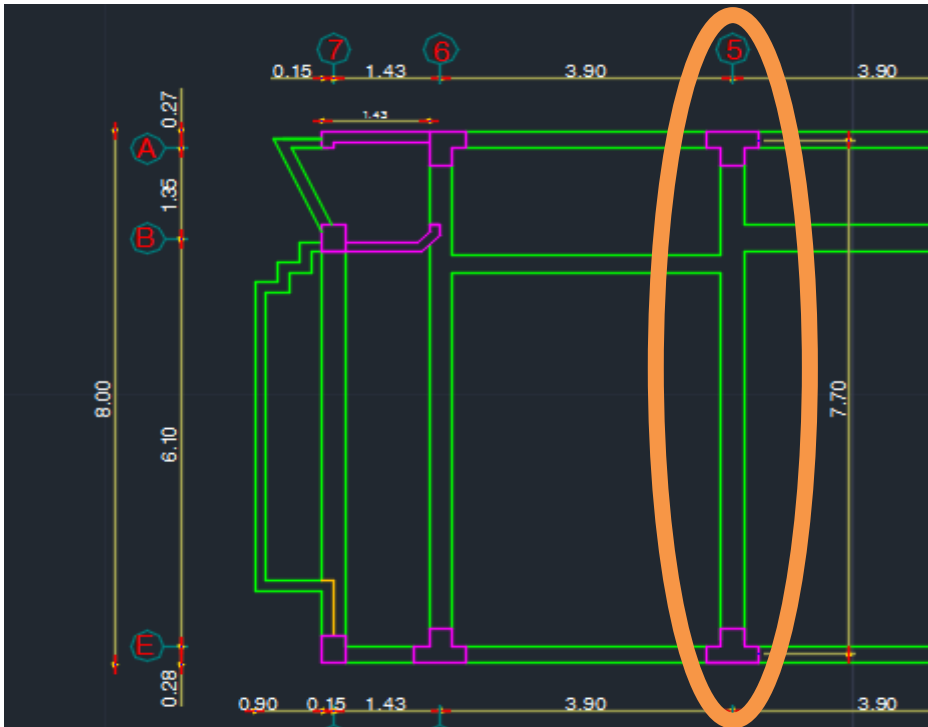
Anexo N°11 Predimensionamiento de las secciones de la Viga

Vigas principales

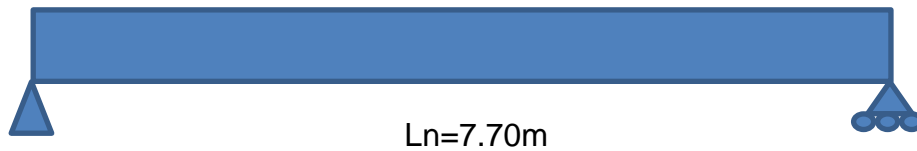
Las vigas principales están paralelas al eje horizontal del plano, la cual se analizara con el eje 5 de A-E

La longitud libre de centro a centro de la viga es de 7.70m.

FIGURA N°1 Plano estructural



Fuente: Elaboración propia



- Determinando el peralte y ancho de la viga:

$$h = \frac{L_n}{\alpha}$$

$$b = \frac{h}{2}$$

Donde b deberá ser mayor o igual 25 cm y α está en función de la sobrecarga del edificio, ver en la siguiente tabla:

TABLA N° 1 Factor de predimensionamiento

Sobrecarga (Kg/cm ²)	α
S/C \leq 200	12
200 < S/C < 350	11
350 < S/C < 600	10

Fuente: Oviedo, 2016.

Por ende el peralte y el ancho de la viga serán:

$$h = \frac{L_n}{\alpha} = \frac{7.70}{10} = 77 \text{ cm} \approx 80 \text{ cm}$$

$$b = \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm}$$

Por lo tanto las dimensiones mínimas que requieren el edificio en función de la sobrecarga que este va a resistir y su longitud libre será de $h \times b = 80 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$. Del mismo modo se procedió al análisis de las vigas secundarias. Como la longitud libre para las vigas secundarias está en la relación de 3.90m, este tendrá las siguientes secciones:

$$h = \frac{L_n}{14} = \frac{3.90}{14} = 28 \text{ cm} \cong 30 \text{ cm}$$

$$b_{min} = 25 \text{ cm}$$

De acuerdo a este predimensionamiento, las secciones de las vigas secundarias tendrían una sección de $h \times b = 30 \text{ cm} \times 25 \text{ cm}$.

Anexo N°12 Estudio de suelo

ic INVERSIONES CUBA S.R.L.
VENTA DE ARTÍCULOS PARA OFICINA - SUMINISTROS ELÉCTRICOS
Y EQUIPOS DE COMPUTO, MATERIALES ELÉCTRICOS Y ARTÍCULOS DE LIMPIEZA

Chimbote, 22 de Septiembre de 2018

Mgtr. Victor Rolando Rojas Silva
Director de la escuela de Ingeniería civil de la Universidad César Vallejo

Presente. -

REF: Carta N°187-2018/EIC-CH-UCV de fecha 02 de Julio del 2018

Tengo el agrado de dirigirme a Usted, con la finalidad de hacer de su conocimiento que el Sr. Gian Cristian Flores Jaimes, alumno de la Escuela de Ingeniería Civil, de la Institución Universitaria que Usted representa, se le otorgo los permisos para la realización de su investigación en nuestro ambiente; haciéndole entrega de los siguientes aspectos solicitados:

- Entrega de los planos estructurales y arquitectónicos del edificio en investigación.
- Permiso de visita de los ambientes del edificio.
- Entrega de los estudios de suelo realizados para la edificación.
- Asimismo, por motivos en que el edificio ya se encuentra en la etapa final de su construcción, presentando en todos los niveles del edificio acabado y con pintura, no se le otorga el permiso para la realización del ensayo No destructivo – Numero de rebotes.

Aprovecho la oportunidad para expresarle mi consideración y estima personal.

Atentamente,

INVERSIONES "CUBA" S.R.L.
R. Rojas Silva
Ela Raquel Cuba Tantaquispe
GERENTE GENERAL

INVERSIONES CUBA S.R.L.
ELA RAQUEL CUBA TANTAQUISPE

Dirección: Jr. Manuel Ruiz N° 437 - Chimbote
Sucursal: Jr. Manuel Ruiz N° 500 - Chimbote

Teléfono: 043-342015
E-mail : inversiones_cuba_srl@hotmail.co

ING. MANUEL HERMOZA CONDE
ING. CIVIL 11241 - CONSULTOR

INFORME TECNICO

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS (PARA DISEÑO DE CIMENTACION- ESTRUCTURAS)

**PROYECTO : CENTRO COMERCIAL DE
INVERSIONES CUBA S.R.L.**

LUGAR :Departamento: ANCASH
Provincia : SANTA
Distrito : CHIMBOTE
Localidad : JR. MANUEL RUIZ No. 437
CASCO URBANO-MZ.No.32
LOTE 10-10A-1A

SOLICITANTE :ARQ. MARCOS BENITES GUEVARA

PROPIETARIA : INVERSIONES CUBA S.R.L.

CONSULTOR:ING. MANUEL HERMOZA CONDE-CLP. 11241
CHIMBOTE- NOVIEMBRE 2014



MANUEL HERMOZA CONDE
INGENIERO CIVIL
C.L.P. N° 11241

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PARA CIMENTACIONES

PROYECTO : **CENTRO COMERCIAL DE INVERSIONES CUBA S.R.L.**

UBICACION : **LOCALIDAD** : **CASCO URBANO CHIMBOTE**
JR. MANUEL RUIZ No. 437-MZ.NO. 32
LOTE:10-10^a-1A

DISTRITO : **CHIMBOTE**

PROVINCIA : **SANTA**

DEPARTAMENTO : **ANCASH**

CONTENIDO : **Estudio de suelos para diseño cimentación-Estructura de**
concreto armado-Edificio de 7 pisos + Azotea-Otra alternativa

SOLICITANTE : **ARQ. MARCOS BENITES GUEVARA**


PROPIETARIO : **INVERSIONES CUBA S.R.L.**

CONSULTOR : **Ing. Manuel Hermoza Conde-C.I.P.11241**

Fecha : **22 NOVIEMBRE DEL 2014**

1.00 INTRODUCCIÓN:

El presente estudio de Mecánica de Suelos corresponde al Proyecto:CENTRO COMERCIAL DE INVERSIONES CUBA S.R.L. , proyectado a 7 PISOS Y AZOTEA, cuya ejecución se ha previsto en la zona del Casco Urbano Central de la Ciudad de Chimbote, en terreno ubicado en el Jr. Manuel Ruiz No 437-Manzana 32-lote:10-10A-1A-Distrito de Chimbote-Provincia del Santa-Ancash, propiedad de INVERSIONES CUBA S.R.L


MANUEL HERMOZA CONDE
Ingeniero Civil
C.I.P. N° 11241

ING. MANUEL HERMOZA CONDE
INGENIERO CIVIL-C.I.P.11241-CONSULTOR

Los trabajos de exploración de campo (calicatas, posteadoras), así como ensayos "in situ" y de laboratorio realizado con los materiales del lugar permite la elaboración del presente informe técnico, que toma en cuenta la formación geológica del depósito del suelo, zona de relleno de suelo tipo arena, con material de desmonte en su estrato superior, luego capa de arena limosa con algunos lentes de arcillas, suelos consolidados y de mediana compacidad, a partir de 1,20 mts de profundidad promedio presencia de nivel freático A PARTIR DE 1,40 MTS DE PROFUNDIDAD, que comprenden suelos arena limosa con % ligero lentes de arcillas saturadas, de mínima plasticidad, corresponde a zona de relleno antiguo del Centro Urbano de Chimbote.

En conclusión el objetivo básico del presente estudio es tomar en cuenta todos estos factores a fin de clasificar el suelo, **VERIFICAR LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO** y determinar sus características y proponer recomendaciones técnicas para los trabajos previstos de la cimentación, en el PROYECTO: CENTRO COMERCIAL DE INVERSIONES CUBA S.R.L., proyectado a 7 PISOS Y AZOTEA.

2.0 CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA-TERRENO

La zona corresponde área urbana central-comercial consolidada, presencia de edificaciones de 2,3, 4 niveles, en su zona exterior-periférica, contando con infraestructura de pavimento-veredas-servicios de agua y desagüe, que comprende el Jr. Manuel Ruiz-Cuadra 4-zona de estudio.

El área prevista para la ejecución del estudio, (básicamente calicatas-posteadoras), totalmente libre, zona de pasadizo, considerando que el centro comercial está en servicios, conforme se verifica en las fotos, que permitió la ejecución de las calicatas y ensayo de campo, no existiendo limitaciones para la ejecución los trabajos programados. El terreno topografía plana, no existiendo desniveles, solo piso de concreto simple, que se demolió durante las excavaciones para su posterior reposición.

3.00 OBRAS PROGRAMADAS

Se ha previsto la ejecución de cimentaciones de concreto armado para resistir, estructura de 7 pisos, con posibilidad de una azotea adicional así como áreas de accesos-cisterna-tanque elevado y otros elementos complementarios, requerido para el edificio.

4.00 TRABAJOS EFECTUADOS-INVESTIGACION

4.01 EXPLORACION DE CAMPO

A.-EJECUCION DE EXCAVACION-CALICATAS

Considerando las características de la obra de cimentación a ejecutar se seleccionaron zonas representativas para la ejecución de 2 calicatas de profundidad 2,10 mts. y 2,15 mts, presencia de nivel freático a 1,40 mts, límite mayor excavación, sintetizado en calicatas C-1 y C-2, recogiendo


MANUEL HERMOZA CONDE
Ingeniero Civil
C.I.P. Nº 11241

ING.MANUEL HERMOZA CONDE
INGENIERO CIVIL-C.I.P.11241-CONSULTOR

muestras de suelos y evaluando los perfiles de suelos que se encuentran, en especial el estrato de relleno y recogiendo o muestras para su ensayo de laboratorio. Así mismo se verificó nivel freático.

Estas calicatas " a cielo abierto", permitió una información directa de los tipos de suelos predominantes, habiéndose seleccionado muestras (M-1, M-2, M-3 y M-4) para su análisis en laboratorio.

B.-CARACTERISTICAS DE LAS CALICATAS:

Se sintetiza en:

Calicatas C-1, capa de piso de concreto simple, ligera capa de relleno de afirmado compactada, en promedio de 10 cms., luego estratos de arena mezclado con material de relleno, de mínima plasticidad hasta 1.00 mts., luego estrato de arena con ligeros % de limos, de mínima plasticidad, a partir de 1,40 mts presencia de nivel freático con potente estrato de arena limosa, con algunos restos de arcilla. Suelo de mediana resistencia, que se incrementa a mayor profundidad. Se completo con ensayo dinámico DPL-1 hasta 3.40 mts., verificándose nivel freático a 1,40 mts. de profundidad. Profundidad de calicata con cuchara-posteadora 2,10 mts profundidad.

Calicata C-2, de características similar a la calicata anterior, c, piso de cemento de nivel freático en promedio de 1,40 0 mts. La estratigrafía integral de las calicatas nos determina que los estratos de suelos son uniforme, que limitara posible asentamiento.

EL NIVEL FREÁTICO EN PROMEDIO SE UBICA A UNA PROFUNDIDAD PROMEDIO DE 1,40 mts.

Las calicatas se complementarán con ensayo " ins tu" trabajos de densidad de campo para determinar peso específico , a profundidad posible de diseño a cimentar, mediante el cono de arena sintetizado en:

CALICATA	PESO ESPECIFICO(GR/CM3)(P)
C-1	1.50 (NIVEL 1.40 MTS)
C-2	1.49 (NIVEL 1.40 MTS)

Se consideró promedio: $\rho = 1.49 \text{ gr/cm}^3 (1490 \text{ kgs/m}^3)$

En ANEXO II se incluye perfiles de calicatas que amplía el trabajo de exploración de campo, así como panel fotográfico de trabajo de campo-ANEXO 1

4.02 ENSAYO DE LABORATORIO

En laboratorio se verificó la clasificación visual de las muestras obtenidas, formulando los siguientes

MANUEL HERMOZA CONDE
INGENIERO CIVIL
C.I.P. 11241

ING. MANUEL HERMOZA CONDE
INGENIERO CIVIL-C.I.P.11241-CONSULTOR

ensayos:

- *ANALISIS GRANULOMETRICO
- *VERIFICACION DE PESO ESPECIFICO DE MUESTRAS
- *HUMEDAD NATURAL
- *CLASIFICACION DE SUELOS
- *DETERMINACION DE ANGULO DE FRICCION(De acuerdo a clasificación de suelos).

.NOTA:SUELO NO PLASTICO-ANGULO DE FRICCION $\phi=28^\circ$

Los ensayos de laboratorio fueron realizados de acuerdo a normas ASTM, usando equipo normalizado, habiendose logrado en síntesis los siguientes resultados:

- El suelo predominante es SM ,ARENA LIMOSA MEDIANAMENTE FINA A SEMIGRUESAS,NO PLASTICA,MEDIANA RESISTENCIA,A PARTIR DE 1,40 mts.,en promedio, se presenta nivel freático, que REDUCE RESISTENCIA DEL SUELO(DEBE CORREGIRSE POR PRESENCIA DE NIVEL FREATICO EN CASO DE SUELO A CIMENTAR),AUMENTA LIGERAMENTE SU COMPACIDAD Y RESISTENCIA A MAYOR PROFUNDIDAD.
- A PARTIR DE 1,40 mts. continua SUELO SATURADO ARENA LIMOSA CON ALGUNOS LENTES DE ARCILLAS SUELO UNIFORME CLASIFICADO COMO SM.

* Asi mismo se verificó:

- a.-Humedad natural en promedio:6.4%(suelo húmedo hasta 1,40 mts)
- b.-Peso específico promedio:1.49 gr/cm³-a 1.40 mts. profundidad promedio.
- c.-Angulo de fricción de acuerdo a clasificación de suelos


SM = ARENA LIMOSA MEDIANA COMPACIDAD,CON ANGULO DE FRICCION DE $\phi = 28^\circ$

d.-Valor de cohesión C=0 , suelo no cohesivo.-% de limos mínimo.(En zona a recomendar cimentar)

5.00 ASPECTO SISMICO DE LA ZONA-SISMICIDAD DeI AREA DE ESTUDIO

El Perú está comprendido entre una de las regiones de más alta sismicidad activa que hay en la Tierra, formando parte del CINTURON CIRCUM PACIFICO, donde ocurren más del 85% de los sismos detectados, el departamento de Ancash-Provincia del Santa, se incluye en estas regiones, en especial en la zona de estudio, ZONA CENTRAL URBANA DE CHIMBOTE, QUE DETERMINA QUE EN EL DISEÑO -EJECUCION DE CIMENTACIONES SE DEBE CONSIDERAR NORMAS DE DISEÑO SISMORESISTENTE.

Siendo la cimentación a recomendar del tipo TIPO ,de concreto armado, en BASE


MANUEL HERMOZA CONDE
INGENIERO CIVIL
C.I.P. N° 11241

ING. MANUEL HERMOZA CONDE
INGENIERO CIVIL-C.I.P.11241-CONSULTOR

NORMAS SISMORESISTENTE VIGENTE, debe considerarse un periodo de diseño de 0.9 sgs., suelo con estratos de gran espesor - S-3-FACTOR S = 1.4, así como REGION SISMICA III-ANCASH-

Complementado con adecuado control en la ejecución del concreto, dada la resistencias mínimas recomendadas: 210 kgs/cm² y el moderado grado de salinidad que presenta la zona.

6.00 ANALISIS Y DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE Del SUELO Y EVALUACION DE CIMENTACION A EJECUTAR:

6.01 DE ASENTAMIENTO;

De acuerdo al tipo de suelo predominante en la zona de estudio, suelo arena limosa fina a semigruesa, uniforme de mediana compacidad y resistencia, se deduce que la estructura será cimentada íntegramente en un mismo tipo de suelo que garantiza UN MINIMO ASENTAMIENTO DIFERENCIAL, sobre todo antes efectos dinámicos, ocurridos por SISMOS, característicos en la zona de estudio.

6.02 ANALISIS DE CAPACIDAD DE CARGA:

Considerando que el suelo es arena limosa semifina a semigruesa, limpia de mediana compacidad, ángulo de fricción de 28°, peso específico de 1.49 gr/cm³, con cohesión nula, C=0, aplicamos la ecuación general de TERZAGHY (CAPACIDAD ULTIMA DE SUELO)-suelo uniforme y adecuada compacidad.

$$(I) \quad Q_u = C N_c + \rho D_f N_q + \frac{1}{2} \rho B N_\mu$$

Donde:

$\Phi = 28^\circ$ (suelo SM-clasificación de suelo)

N_c, N_q y N_μ : Factores de carga (determinado en abaco con $\Phi = 28^\circ$)

$N_c = 25.80 \quad N_q = 14.72 \quad N_\mu = 16.72$

$C = 0$ (cohesión nula) - Profundidad promedio 1.30 mts.

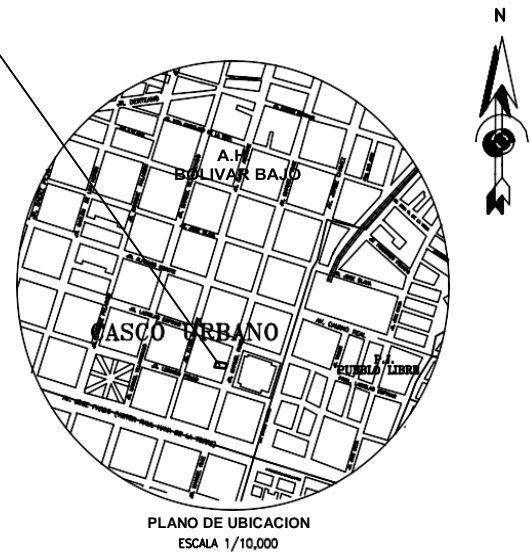
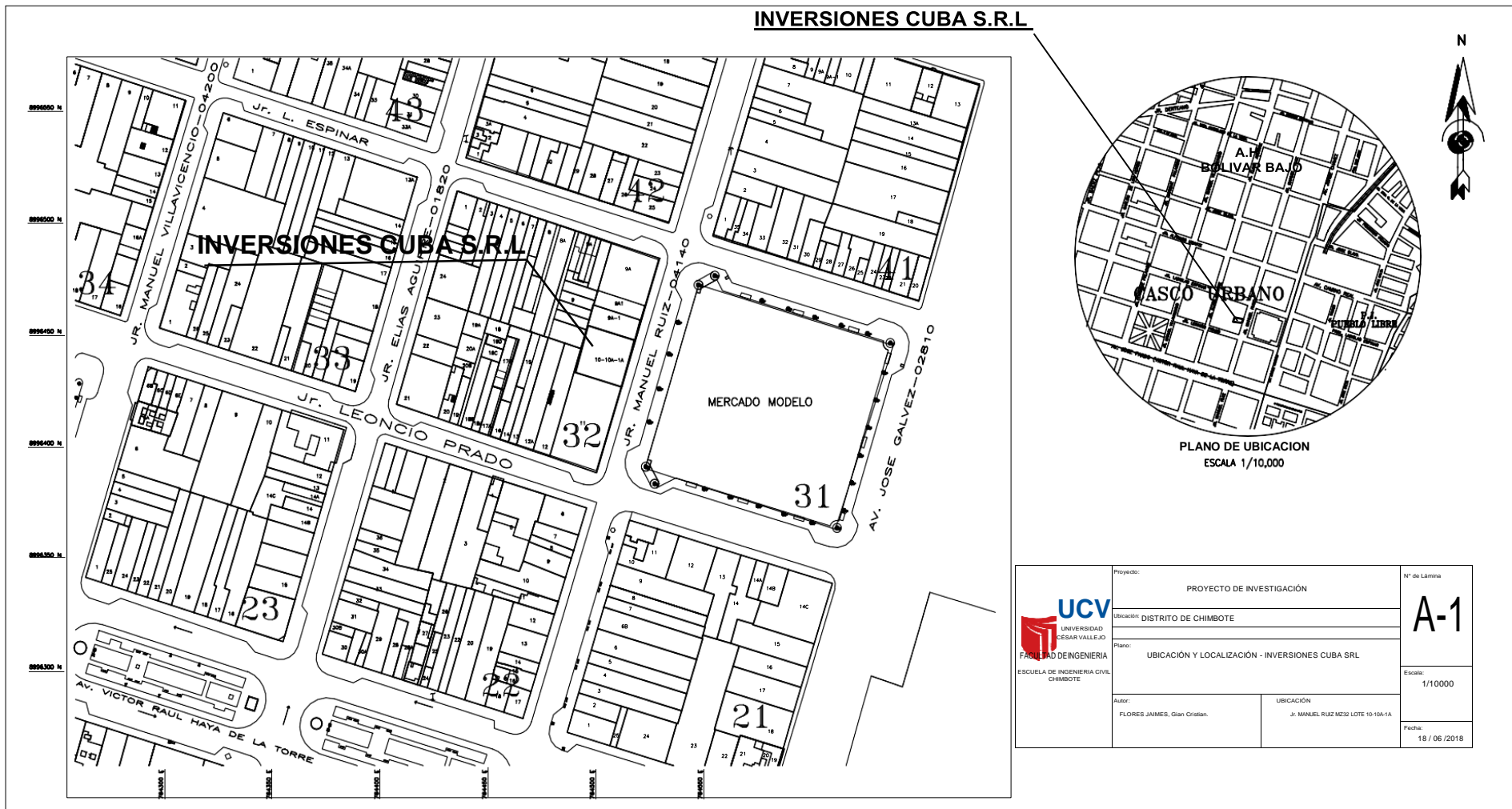
$\rho = 1.49 \text{ gr/cm}^3$


B = Ancho de zapata (se recomienda mínimo 1.00 mts-zapatillas conectas/ franjas de losa de concreto)

D_f = Profundidad, se considera valores de 1.00, 1.20, 1.30, 1.40, 1.50, 1.60 y 1.80 mts., CON UN


MANUEL HERMOZA CONDE
Ingeniero Civil
C.I.P. No 11241

Anexo N°13 Plano de ubicación y lotización



 <p>UNIVERSIDAD CESAR VALLE JO FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL CHIMBOTE</p>	Proyecto: PROYECTO DE INVESTIGACIÓN	N° de Lámina
	Ubicación: DISTRITO DE CHIMBOTE	A-1
	Plano: UBICACIÓN Y LOCALIZACIÓN - INVERSIONES CUBA SRL	
	Autor: FLORES JAIMES, Gian Cristian.	Ubicación: J. MANUEL RUIZ M22 LOTE 10-10A-1A

Anexo N°14 Acta de aprobación de originalidad de tesis

	ACTA DE APROBACIÓN DE ORIGINALIDAD DE TESIS	Código : FDS-PP-FR-02.02 Versión : 08 Fecha : 07-12-2018 Página : 1 de 1
---	--	---

Yo, Dr. Rigoberto Cerna Chávez docente de la Facultad de Ingeniería y Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo Chimbote, revisor de la tesis titulada "Desempeño sísmico de un edificio de concreto armado ubicado en el jirón Manuel Ruiz manzana 32 lote 10 - 10a - 1a, distrito de Chimbote - 2018", del estudiante FLORES JAIMES GIAN CRISTIAN, constato que la investigación tiene un índice de similitud de 12% verificable en el reporte de originalidad del programa Turnitin.

El suscrito analizó dicho reporte y concluyó que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio. A mi leal saber y entender la tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias establecidas por la Universidad César Vallejo.

Chimbote, 07 de Diciembre del 2018



Dr. RIGOBERTO CERNA CHÁVEZ

DNI:32942267

Baboró	Dirección de Investigación	Revisó	Representante de la Dirección / Vicerrectorado de Investigación y Calidad	Aprobó	Rectorado
--------	----------------------------	--------	---	--------	-----------

Anexo N°15 Formulario de autorización para la publicación



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

Centro de Recursos para el Aprendizaje y la Investigación (CRAI)
"César Acuña Peralta"

**FORMULARIO DE AUTORIZACIÓN PARA LA
PUBLICACIÓN ELECTRÓNICA DE LAS TESIS**

1. DATOS PERSONALES

Apellidos y Nombres: FLORES JAIMES GIAN CRISTIAN
D.N.I. : 71025530
Domicilio : Urb. Bellamar II Etapa mz A4 lt 13
Teléfono : Fijo : Móvil : 932283377
E-mail : giancfj2122@gmail.com

2. IDENTIFICACIÓN DE LA TESIS

Modalidad:

Tesis de Pregrado

Facultad : Ingeniería
Escuela : Ingeniería Civil
Carrera : Ingeniería Civil
Título : Ingeniero Civil

Tesis de Post Grado

Maestría

Grado :

Mención :

Doctorado

3. DATOS DE LA TESIS

Autor (es) Apellidos y Nombres:
Flores Jaimes Gian Cristian

Título de la tesis:

"Desempeño sísmico de un edificio de concreto armado ubicado en el jirón
Manuel Ruíz manzana 32 lote 10 – 10a – 1a, distrito de Chimbote - 2018"

Año de publicación : 2018

**4. AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN DE LA TESIS EN VERSIÓN
ELECTRÓNICA:**

A través del presente documento,

SI autorizo a publicar en texto completo mi tesis.

No autorizo a publicar en texto completo mi tesis.

Firma : 

Fecha : 07/12/18



Anexo N°16 Formulario de autorización de la versión final del trabajo de investigación



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

AUTORIZACIÓN DE LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

CONSTE POR EL PRESENTE EL VISTO BUENO QUE OTORGA EL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN DE

E. P. Ingeniería Civil

A LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN QUE PRESENTA:

FLORES JAIMES, GIAN CRISTIAN

INFORME TITULADO:

"DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO
UBICADO EN EL JIRÓN MANUEL RUÍZ MANZANA 32 LOTE 10 – 10A –
1A, DISTRITO DE CHIMBOTE - 2018"

PARA OBTENER EL TÍTULO O GRADO DE:

INGENIERO CIVIL

SUSTENTADO EN FECHA: Viernes, 07 de Diciembre de 2018

NOTA O MENCIÓN: DIECISIETE (17)



FIRMA DEL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN