



Universidad Científica del Perú - UCP

*Registrado en el Asiento N° A00010 de la Partida N° 11000318, Personas Jurídicas de Iquitos,
Superintendencia de los Registros Públicos - SUNARP*

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA
PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL**

TESIS

**“ESTUDIO DEL NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE EL
ANÁLISIS NO LINEAL PUSHOVER DE LA INFRAESTRUCTURA DEL
HOTEL RÍO, DISTRITO DE LA BANDA DE SHILCAYO, SAN MARTÍN
2020”**

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AUTORES:

BACH. QUINTEROS TORRES, Frank Eric

BACH. RUIZ YSUIZA, Dayana Valentina

ASESOR:

Ing. Luis Armando CUZCO TRIGOZO.

Tarapoto – San Martín - 2020

DEDICATORIA

A Dios, por su infinita misericordia y amor, por guiar mis pasos y sustentarme con nuevas fuerzas cada día.

A mis amados padres, por haber inculcado principios y valores y haber hecho de mí la persona que soy ahora, por su confianza y apoyo incondicional, por ser mi mayor motivación de superación y esfuerzo.

Dayana Valentina Ruiz Ysuiza

A Dios por su ayuda infinita, a mi madre, mi hermana y a mi familia.

Frank Eric Quinteros Torres

AGRADECIMIENTO

Mi más sincero agradecimiento a mis padres: Keny Ruiz y Celia Ysuiza por la dedicación, esfuerzo y amor brindado hacia mi persona, por haberme apoyado incondicionalmente durante todo el trayecto de mi vida y por haber inculcado en mí, valores y principios que son la base de mi formación personal y profesional. A mis hermanos, quienes me han servido de motivación constante y han logrado que mis deseos de superación no decaigan pese a las adversidades.

A todas las personas que han depositado su confianza y me han apoyado durante todo este tiempo, haciendo posible el cumplimiento de mis metas.

Dayana Valentina Ruiz Ysuiza

Al culminar una etapa maravillosa de mi vida quiero expresar un agradecimiento muy especial a Dios por haberme brindando salud y fortaleza para lograr un peldaño más en mi formación profesional.

A mi madre, a mi hermana y a mis familiares por su ayuda incondicional en todo tiempo de mi vida.

Frank Eric Quinteros Torres

CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN DE LA UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ - UCP

El presidente del Comité de Ética de la Universidad Científica del Perú - UCP

Hace constar que:

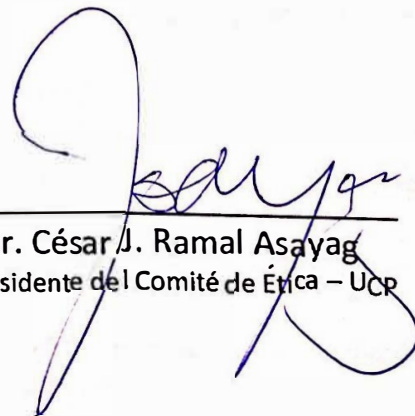
La Tesis titulada:

"ESTUDIO DEL NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE EL ANÁLISIS NO LINEAL PUSHOVER DE LA INFRAESTRUCTURA DEL HOTEL RÍO, DISTRITO DE LA BANDA DE SHILCAYO, SAN MARTÍN 2020"

De los alumnos: **QUINTEROS TORRES FRANK ERIC Y RUIZ YSUIZA DAYANA VALENTINA**, de la Facultad de Ciencias e Ingeniería, pasó satisfactoriamente la revisión por el Software Antiplagio, con un porcentaje de **13% de plagio**.

Se expide la presente, a solicitud de la parte interesada para los fines que estime conveniente.

San Juan, 28 de enero del 2021.



Dr. César J. Ramal Asayag
Presidente del Comité de Ética - UCP

CJRA/ri-a
295-2021

Urkund Analysis Result

Analysed Document: UCP_INGENIERIACIVIL_2021_TESIS_FRANKQUINTEROS_DAYANARUIZ_V (D93542474)
Submitted: 1/25/2021 4:11:00 PM
Submitted By: revision.antiplagio@ucp.edu.pe
Significance: 13 %

Sources included in the report:

Tesis Marcos Rodriguez FINAL.docx (D40820666)
TESIS 23012019.pdf (D47156872)
Tesis Jonathan Andrade.docx (D54614819)
Tesis Juana Eva Gresia Munayco.pdf (D53593195)
Tesis Juan Diego Salazar Torres modificada.pdf (D55312009)
Tesis Edwin Andrade.pdf (D41332778)
TRABAJO DE TITULACIÓN - EDWIN PATRICIO MORALES VILLAGRÁN.pdf (D30410172)
20190806 Pedro Gallegos.pdf (D54723697)
http://repositorio.upt.edu.pe/bitstream/UPT/499/1/Calcina_Pena_Ramon.pdf
<https://core.ac.uk/download/pdf/156899039.pdf>
https://repositorioacademico.upc.edu.pe/bitstream/handle/10757/620673/paredes_ma.pdf
http://repositorio.uancv.edu.pe/bitstream/UANCV/1681/1/T036_42220645.pdf.txt
<https://core.ac.uk/download/pdf/249337658.pdf>
http://repositorio.unsch.edu.pe/bitstream/handle/UNSCH/783/Tesis%20CIV418_Cis.pdf?sequence=1&isAllowed=y
<https://repositorio.upn.edu.pe/bitstream/handle/11537/24472/Paredes%20Calderon%20Elias%20Salomon.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
<https://docplayer.es/158630607-Republica-bolivariana-de-venezuela-universidad-nueva-esparta-facultad-de-ingenieria-escuela-de-ingenieria-civil.html>
<http://mriuc.bc.uc.edu.ve/bitstream/handle/123456789/4921/Jose%20Sequera%2C%20Jos%20C3%A9%20Vita.pdf?sequence=1>
<https://repositorio.uta.edu.ec/bitstream/123456789/29942/1/Tesis%20I.%20C.%201334%20-%20Galarza%20Altamirano%20Daniela%20Alexandra.pdf>
<https://docplayer.es/97759166-Analisis-estatico-no-lineal-pushover-del-cuerpo-central-del-edificio-de-la-facultad-de-medicina-de-la-universidad-de-el-salvador.html>
<https://1library.co/document/zlgjejly-analisis-estatico-evaluacion-desempeno-sismico-edificio-niveles-disenado.html>

Instances where selected sources appear:

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA

Con Resolución Decanal **N° 126-2020-UCP-FCEI** del 04 de marzo de 2020, la FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA DE LA UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ - UCP designa como Jurado Evaluador de la sustentación de tesis a los señores:

- | | |
|---|------------|
| • Ing. José del Carmen Pizarro Baldera, Dr. | Presidente |
| • Ing. Caleb Ríos Vargas, M. Sc. | Miembro |
| • Ing. Joel Padilla Maldonado, M.Sc. | Miembro |

Como Asesor: **Ing. Luis Armando Cuzco Trigozo.**

En la ciudad de Tarapoto, siendo las 17:00 horas del día 23 de febrero del 2021, modo virtual con la plataforma del ZOOM, supervisado en línea por la Secretaria Académica de la Facultad y el Director de Gestión Universitaria de la Filial Tarapoto de la Universidad, se constituyó el Jurado para escuchar la sustentación y defensa de la Tesis: **“ESTUDIO DEL NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE EL ANÁLISIS NO LINEAL PUSHOVER DE LA INFRAESTRUCTURA DEL HOTEL RÍO, DISTRITO DE LA BANDA DE SHILCAYO, SAN MARTIN 2020”**

Presentado por los sustentantes:

FRANK ERIC QUINTEROS TORRES y DAYANA VALENTINA RUIZ YSUIZA.


Como requisito para optar el título profesional de: **INGENIERO CIVIL**

Luego de escuchar la sustentación y formuladas las preguntas las que fueron: **ABSUELTAS**


El Jurado después de la deliberación en privado llegó a la siguiente conclusión:

La sustentación es: **APROBADA POR UNANIMIDAD (DIECISEIS)**


En fe de lo cual los miembros del Jurado firman el acta.



Ing. José del Carmen Pizarro Baldera, Dr.
Presidente



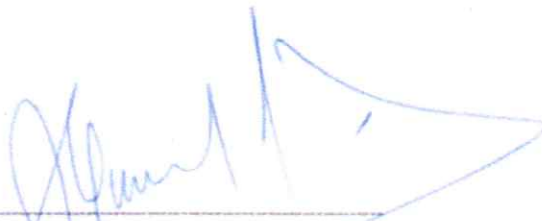
Ing. Caleb Rios Vargas, M. Sc.
Miembro



Ing. Joel Padilla Maldonado, M. Sc.
Miembro

APROBACIÓN

Tesis sustentada en acto publico el día 23 de febrero a las 6:00 pm del 2021



Dr. Ing. JOSE DEL C. PIZARRO BALDERA
Presidente de Jurado Evaluador



ING. CALEB RIOS VARGAS M.Sc.

MIEMBRO DEL JURADO



ING. JOEL PADILLA MALDONADO M.Sc.

MIEMBRO DEL JURADO



ING. LUIS ARMANDO CUZCO TRIGOZO

ASESOR

ÍNDICE DEL CONTENIDO

Dedicatoria	2
Agradecimiento	3
Resumen.....	14
Abstract.....	15
CAPITULO I: MARCO TEÓRICO	16
1.1. Antecedentes del Estudio.....	16
1.2. Bases teóricas.....	19
1.3. Definición de Términos Básicos	44
CAPITULO II: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	46
2.1. Descripción del problema.	46
2.2. Formulación del problema.....	47
2.2.1. Problema General.	47
2.2.2. Problemas específicos.	47
2.3. Objetivos	38
2.3.1. Objetivo general.....	48
2.3.2. Objetivos específicos.	48
2.4. Hipótesis	39
2.5. Variables	40
2.5.1. Identificación de Variables.....	50
2.5.2. Definición Conceptual y operacional de las Variables	51
2.5.3. Operacionalización de Variables	53
CAPITULO III: METODOLOGÍA.....	54
3.1. Tipo y Diseño de Investigación.....	54
3.1.1. Tipo de investigación	54
3.1.2. Diseño de investigación	54
3.2. Población y Muestra.....	54
3.3. Técnicas, instrumentos y procedimiento de recolección de datos	55
3.3.1. Técnicas de Recolección de datos	55
3.3.2. Instrumentos de recolección de datos	55

3.3.3.Procedimientos de Recolección de datos.....	55
CAPITULO IV: RESULTADOS.....	56
CAPITULO V: DISCUSIÓN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	63
5.1.Discusión	65
5.2.Conclusiones.....	65
5.3.Recomendaciones.....	67
Referencias Bibliográficas.....	68
ANEXOS.....	710
ANEXO 1.MATRIZ DE CONSISTENCIA.....	71
ANEXO 2.INSTRUMENTO DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	73
ANEXO 3.PLANOS	132

INDICE DE TABLAS

TABLA 1: PARÁMETROS DE MODELADO Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN NUMÉRICA PARA PROCEDIMIENTOS NO LINEALES (VIGA Y COLUMNA).....	31
TABLA 2: PARÁMETROS DE MODELADO Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN NUMÉRICA PARA PROCEDIMIENTOS NO LINEALES (COLUMNA).....	32
TABLA 3: REPRESENTA UN OBJETIVO DISCRETO (META).....	40
TABLA 4: OPERACIONALIZACIÓN DE LAS VARIABLES.....	53
TABLA 5: CUADRO DE RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS FÍSICO –MECÁNICOS.....	56
TABLA 6: RESISTENCIA ESTIMADA DEL CONCRETO	57
TABLA 7: IRREGULARIDADES EN ALTURA DE LA ESTRUCTURA	57
TABLA 8: IRREGULARIDADES EN PLANTA DE LA ESTRUCTURA	58
TABLA 9: VERIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS DE ENTREPISO	58
TABLA 10: VERIFICACIÓN DE RATIOS DE DEMANDA CAPACIDAD	60
TABLA 11: PARÁMETROS SÍSMICOS	77
TABLA 12: CUADRO DE RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS FÍSICO –MECÁNICOS	78
TABLA 13: RESISTENCIA ESTIMADA DE CARGA UNIAXIAL (ENSAYO NO DESTRUCTIVO) – VIGAS Y COLUMNAS.....	81
TABLA 14: FACTORES DE ZONA.....	89
TABLA 15: FACTOR DE SUELO “S”	90
TABLA 16: PERIODOS TP Y TL	90
TABLA 17: CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES.....	91
TABLA 18: SISTEMAS ESTRUCTURALES	92
TABLA 19: VERIFICACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.....	93
TABLA 20: CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES	95
TABLA 21: IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	95
TABLA 22: IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	97
TABLA 23: VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ	98
TABLA 24: VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA	99
TABLA 25: VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD DE EXTREMA RIGIDEZ	100
TABLA 26: VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD DE EXTREMA RESISTENCIA.....	101
TABLA 27: VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD DE MASA O PESO	102
TABLA 28: VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA VERTICAL	102

TABLA 29: VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD TORSIONAL.....	103
TABLA 30: VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA.....	104
TABLA 31: VERIFICACIÓN DE ESQUINAS ENTRANTES.....	105
TABLA 32: LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	105
TABLA 33: LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	108
TABLA 34: VERIFICACIÓN DE MASA PARTICIPATIVA	109
TABLA 35: COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS	109
TABLA 36: VERIFICACIÓN DE LA DISTORSIÓN MÁXIMA. SISMO ESTÁTICO.....	110
TABLA 37: VERIFICACIÓN DE LA DISTORSIÓN MÁXIMA. SISMO DINÁMICO.....	110
TABLA 38: CÁLCULO DE LA FUERZA CORTANTE ESTÁTICA.....	112
TABLA 39: CÁLCULO DE LA FUERZA CORTANTE DINÁMICA.....	112
TABLA 40: VERIFICACIÓN DE LA FUERZA CORTANTE MÍNIMA	113
TABLA 41: CÁLCULO DEL FACTOR DE ESCALA PARA LA CORTANTE	113
TABLA 42: VERIFICACIÓN DE LA FUERZA CORTANTE MÍNIMA (ESCALADA).....	114
TABLA 43: VALORES DE RIGIDEZ EFECTIVA.....	120
TABLA 44: DIMENSIONES Y ACERO ESTRUCTURAL EN COLUMNAS.....	121
TABLA 45: DIMENSIONES Y ACERO ESTRUCTURAL EN VIGAS	122
TABLA 46: CÁLCULO DE PATRONES DE CARGA LATERAL.....	125
TABLA 47: CÁLCULO DE PORCENTAJE DE DISTANCIA RELATIVA EN VIGA	128
TABLA 48: CÁLCULO DE PORCENTAJE DE DISTANCIA RELATIVA EN COLUMNAS.....	130

INDICE DE ILUSTRACIONES

ILUSTRACIÓN 1: CURVA DE CAPACIDAD.....	22
ILUSTRACIÓN 2: ESPECTRO DE CAPACIDAD	22
ILUSTRACIÓN 3: ESPECTRO DE DEMANDA	23
ILUSTRACIÓN 4: ESPECTRO CAPACIDAD SEGÚN FEMA 440	24
ILUSTRACIÓN 5: PROCEDIMIENTO A (ITERACIÓN DIRECTA).....	26
ILUSTRACIÓN 6: PROCEDIMIENTO B (INTERSECCIÓN CON DEMANDA MADRS)	27
ILUSTRACIÓN 7: PROCEDIMIENTO C (BÚSQUEDA DE POSIBLES PUNTOS DE DESEMPEÑO)	28
ILUSTRACIÓN 8: PUNTO DE DESEMPEÑO SEGÚN ASCE 41-13 Y FEMA 440.....	30
ILUSTRACIÓN 9: OBJETIVO DE DESEMPEÑO SEGÚN ASCE 41-13	40
ILUSTRACIÓN 10: TIPOS DE CONTACTOS ENTRE PLACAS TECTÓNICAS	43
ILUSTRACIÓN 11: TIPOS DE ONDAS SÍSMICAS	44
ILUSTRACIÓN 12: REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LAS DERIVAS MÁXIMAS, EJE X E EJE Y	59
ILUSTRACIÓN 13: VISTA 3D DEL MODELO MATEMÁTICO Y REVISIÓN DE RATIOS DE DEMANDA CAPACIDAD	60
ILUSTRACIÓN 14: CURVA CAPACIDAD Y REPRESENTACIÓN BILINEAL SEGÚN ASCE 41-13, FEMA 440 Y E 0.30 PARA OBTENER EL PUNTO DE DESEMPEÑO (DIRECCIÓN X Y Y).....	61
ILUSTRACIÓN 15: ESPECTRO CAPACIDAD Y ESPECTRO DE DEMANDA REDUCIDA (FORMATO ADRS) SEGÚN FEMA 440 Y E 0.30 PARA OBTENER EL PUNTO DE DESEMPEÑO (DIRECCIÓN X Y Y).....	62
ILUSTRACIÓN 16: CALICATA 01 - ENSAYO DE MECÁNICA DE SUELOS.....	80
ILUSTRACIÓN 17: ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA APLICADO A LA COLUMNA DE 35x40 CM	84
ILUSTRACIÓN 18: MAPAS REFERENCIALES – LOCALIZACIÓN	85
ILUSTRACIÓN 19: MAPA DE ZONIFICACIÓN SÍSMICA. RNE E-030	89
ILUSTRACIÓN 20: PLANTEAMIENTO ESTRUCTURAL, PRIMER NIVEL, SEGUNDO NIVEL, TERCER NIVEL Y AZOTEA.....	106
ILUSTRACIÓN 21: MODELO MATEMÁTICO DEL EDIFICIO.....	107
ILUSTRACIÓN 22: APLICACIÓN DE CARGA MUERTA Y CARGA VIVA EN EL EDIFICIO.....	108
ILUSTRACIÓN 23: ESPECTRO DE PSEUDO ACELERACIONES	109
ILUSTRACIÓN 24: REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LAS DERIVAS MÁXIMAS, EJE X E EJE Y	111
ILUSTRACIÓN 25: PROPIEDADES DEL CONCRETO CONFINADO.....	115
ILUSTRACIÓN 26: DIAGRAMA DE LA CURVA ESFUERZO- DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO.....	116
ILUSTRACIÓN 27: PROPIEDADES NO LINEALES DE ACERO DE REFUERZO.....	117
ILUSTRACIÓN 28: PROPIEDADES DE DISEÑO DE ACERO DE REFUERZO.....	117
ILUSTRACIÓN 29: DIAGRAMA DE LA CURVA ESFUERZO- DEFORMACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO	118
ILUSTRACIÓN 30: PROPIEDADES NO LINEALES DE ACERO DE REFUERZO.....	118
ILUSTRACIÓN 31: PROPIEDADES DE DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO	119

ILUSTRACIÓN 32: DIAGRAMA DE LA CURVA ESFUERZO- DEFORMACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO	119
ILUSTRACIÓN 33: DIMENSIONES, MATERIAL Y ACERO ESTRUCTURAL EN COLUMNAS ASIGNADAS EN EL SOFTWARE	121
ILUSTRACIÓN 34: ASIGNACIÓN DE RIGIDEZ EFECTIVA.....	121
ILUSTRACIÓN 35: DIMENSIONES, MATERIAL Y ACERO ESTRUCTURAL EN VIGAS ASIGNADAS EN EL SOFTWARE.....	123
ILUSTRACIÓN 36: ASIGNACIÓN DE RIGIDEZ EFECTIVA.....	124
ILUSTRACIÓN 37: ASIGNACIÓN DE LOS PATRONES DE CARGA LATERAL AL CENTRO DE MASA.....	125
ILUSTRACIÓN 38: ASIGNACIÓN DE LA CARGA GRAVITACIONAL.....	126
ILUSTRACIÓN 39: ASIGNACIÓN DE CARGA PUSH X ESTÁTICA NO-LINEAL	127
ILUSTRACIÓN 40: ASIGNACIÓN DE CARGA PUSH Y ESTÁTICA NO-LINEAL	127
ILUSTRACIÓN 41: ASIGNACIÓN DEL PORCENTAJE DE DISTANCIA RELATIVA EN VIGA ...	129
ILUSTRACIÓN 42: CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA PROCEDIMIENTOS NO-LINEALES PARA VIGAS ESTABLECIDOS EN ASCE 41-13, ASIGNADOS EN ETABS.....	130
ILUSTRACIÓN 43: ASIGNACIÓN DEL PORCENTAJE DE DISTANCIA RELATIVA EN COLUMNA	131
ILUSTRACIÓN 44: CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA PROCEDIMIENTOS NO-LINEALES PARA COLUMNAS ESTABLECIDOS EN ASCE 41-13, ASIGNADOS EN ETABS	131

RESUMEN

El presente trabajo de investigación se ha realizado teniendo en consideración que, en algunos casos, durante el proceso constructivo de las edificaciones de propiedad privada pero de uso público, se realizan modificaciones tanto arquitectónicas, así como, estructurales del diseño original, sin que para ello se realicen nuevos cálculos con la finalidad de garantizar su operatividad estructural ya que en algún momento puede afectar la seguridad de la vida de las personas que hacen uso o habitan y concurren a estas edificaciones de uso público y/o privados. En tal sentido, la presente investigación tiene como objetivo determinar el nivel de Desempeño Sísmico mediante el Análisis estático no Lineal Pushover en la infraestructura del Hotel Río con la finalidad de identificar las posibles fallas estructurales que pudiera presentar y de acuerdo a ello, hacer las recomendaciones necesarias para un reforzamiento estructural y reducir el riesgo de ocurrencia de daños tanto a la edificación, así como, a las personas que lo habitan.

Durante el desarrollo de la presente investigación, se han desarrollado ítems referidos a antecedentes de la investigación, marco teórico, se ha descrito y presentado el problema de investigación, así como también, se presenta el desarrollo metodológico seguido con la finalidad de alcanzar los objetivos propuestos y por último, se ha realizado el análisis de los resultados con la finalidad de establecer las conclusiones y recomendaciones del caso.

Palabras Claves: Desempeño sísmico, Análisis estático no lineal Pushover, falla estructural, riesgo.

ABSTRACT

This research work has been carried out taking into consideration that, in some cases, during the construction process of privately owned buildings but for public use, both architectural and structural modifications are made to the original design, without new calculations being made to guarantee its structural operation, since at some point it may affect the safety of occupants or people who live in these public and/or private buildings. In this sense, the present investigation has the aims to determine the level of Seismic Performance by means of the Non-Linear Pushover Static Analysis in the infrastructure of the Rio Hotel in order to identify the possible structural failures that it could present and according to that make the necessary recommendations for a structural reinforcement and reduce the risk damages' occurrence both to the building and to the people who live in it.

During the development of the present investigation, there have been developed items referred to antecedents of the investigation, theoretical frame, it has been described and presented the problem of investigation, as well as, it is presented the methodological development followed with the purpose of reaching the proposed objectives and finally, it has been carried out the analysis of the results with the purpose of draw the conclusions and recommendations of the case.

Keywords: Seismic performance, Non-linear static Pushover analysis, structural failure, risk.

CAPITULO I: MARCO TEÓRICO

1.1. ANTECEDENTES DEL ESTUDIO

1.1.1. Antecedentes Internacionales

GUEVARA, Nicolás. OSORIO, Sergio. VARGAS, Edgardo. En su trabajo de investigación: “Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la Biblioteca de las Ingenierías y arquitectura, utilizando análisis estático no lineal (Pushover).” (Tesis para optar el título profesional) Universidad De El Salvador, El Salvador, 2006, llegó a las siguientes conclusiones:

- El edificio de la Biblioteca de la Ingeniería y Arquitectura posee un aceptable comportamiento para el estado límite de colapso por la siguiente razón: para el desplazamiento lateral resultante de la intersección del espectro de capacidad con el espectro de respuesta elástica definido por la NTDS (Norma Técnica de Diseño por Sismo), considerada en su estudio, que corresponde a la resistencia máxima lateral del edificio, para el cual la estructura no experimentara mecanismo de colapso significativo, si no que continuara desplazándose lateralmente con una aceptable capacidad estructural. El mayor desplazamiento promedio registrado en diferentes direcciones de análisis de pushover es de 35 cm., que comparado con el desplazamiento de 16 cm. corresponde a la deriva máxima de entrepiso propuesto por la NTDS. Pero la estructura todavía permanece con un comportamiento dúctil.
- La estructura se comporta de forma elástica para el estado de límite de daño limitado, cumpliendo con el objetivo esencial del mantenimiento de la funcionalidad para este nivel de desempeño. El mayor desplazamiento promedio registrado en la aplicación de carga es de 5 cm., un valor mejor que los 16

cm que define la NTDS. Por lo tanto, no ocurrió daños de ningún tipo de estructura, todos los elementos tienen la capacidad necesaria para hacer que la estructura posea un excelente comportamiento ante una excitación de magnitud pequeña.

DUARTE, Cesar. MARTINEZ, Marlo. SANTAMARIA, José. Análisis estático no lineal (pushover) del cuerpo central del edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad De El Salvador". (Tesis para optar el título profesional) Universidad De El Salvador, El Salvador, 2017, llegó a las siguientes conclusiones:

- Como resultado del levantamiento de daños se identificaron aquellos elementos que presentan algún tipo de daño, dando mayor importancia a aquellos de tipo estructural, determinando que los elementos estructurales, y en su mayoría vigas, presentan agrietamiento de tipo estructural por Flexión o cortante, su ancho de grieta es menor a los 0.41mm, lo cual de acuerdo a lo descrito por el ACI 224 no exceden los límites admisibles, por lo tanto no representa un peligro para la estructura; sin embargo se utilizaron los respectivos factores de rigidez efectiva debido al agrietamiento en el modelado, de acuerdo a FEMA 356, para reducir la rigidez de las secciones y representar una condición y comportamiento más cercano a lo real.
- El cuerpo central del edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador, con un desplazamiento de 15.89 cm, cumple con el nivel de desempeño de seguridad de vida para la demanda establecida en la NTDS manteniendo un buen margen de deformaciones antes del límite de daños permisibles para la seguridad de vida de los ocupantes (48.64

cm). Obteniéndose el punto de desempeño con un valor de fuerza cortante de 2523.41 ton y un desplazamiento de 15.89 cm manteniendo un margen de deformaciones antes del límite de control de daños en la estructura de 20.59 cm y antes del límite de seguridad de vida de 32.75 cm.

1.1.2. Antecedente Nacional.

FUENTES RIVERA, Norman. En su trabajo de investigación titulado: Desempeño sísmico de un edificio de cinco niveles de concreto armado mediante el análisis estático no lineal “Pushover”. (Tesis para título profesional) Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo, Huaraz, Perú, 2018, llegó a las siguientes conclusiones:

- El factor de reducción sísmico R , se debe calcular una vez que se ha verificado mediante el análisis realizado, para poder conocer si la estructura va responder de acuerdo al valor con el cual se determinó el espectro sea el correcto, el cual la estructura trabaja como un sistema dual, de acuerdo a la norma peruana sismorresistente E.030. Por lo tanto, mientras más bajo sea el factor de reducción de fuerza sísmica, las secciones de la estructura son mayores, por lo tanto, se espera menor daño.
- La estructura alcanza su capacidad máxima cuando se ha alcanzado un desplazamiento de 15.62 cm y un cortante en la base de 1406 Tn aproximadamente. En conclusión, se detiene el análisis cuando se logra un desplazamiento máximo de 15.62 cm el cual es considerado un valor el cual la estructura en estudio alcanza su capacidad máxima.
- La edificación de cinco niveles se diseñó con un cortante en la base de 1460 Tn y de acuerdo a los resultados del análisis incremental Pushover, la estructura llega a su capacidad

máxima con un cortante en la base de 1406 Tn aproximadamente y un desplazamiento de 15.62 cm, el cual indica que la estructura tiene una sobrerresistencia del colapso respecto a la demanda del diseño de 3 y una ductilidad de desplazamiento cercana a 11.

1.2. BASES TEÓRICAS

1.2.1. Comportamiento Sísmico

El comportamiento de la estructural frente a una sollicitación sísmica depende tanto de sus propias características como de las características del movimiento. Por ello, para estimar las cargas de diseño, es necesario contar con registros de los movimientos sísmicos de la región y parámetros como la rigidez y masa de la estructura. Una estructura diseñada para resistir cargas originadas por un sismo, en su totalidad, se comportará elásticamente en toda su vida útil. Sin embargo, si su resistencia es menor, pero se le provee ductilidad suficiente para desarrollar desplazamientos considerables, mayores que los correspondientes al límite elástico, la estructura también podrá responder satisfactoriamente a las mismas sollicitaciones. La razón de esto es que parte de la energía generada por el sismo es disipada por efecto del movimiento oscilatorio y de las deformaciones plásticas que presenta la estructura. (Harmsen, 2005).

1.2.2. Análisis lineal

Es aquel análisis donde las propiedades estructurales, tales como la rigidez y el amortiguamiento, son constantes y no varían con el tiempo. Todos los desplazamientos, esfuerzos, reacciones son directamente proporcionales a la magnitud de las fuerzas aplicadas (Chávez, Meléndez, Sinchi & Hurtado, 2013).

1.2.3. Análisis no-lineal

Es aquel análisis donde las propiedades estructurales pueden variar con el tiempo, la deformación y la carga. La respuesta suele ser no proporcional a las cargas, ya que las propiedades estructurales suelen variar, considerando la no linealidad geométrica y descartando de manera directa el principio de superposición. (Chávez, Meléndez, Sinchi & Hurtado, 2013).

1.2.4. Análisis estático no lineal “Pushover”

El objetivo del AENL es evaluar el comportamiento de un sistema estructural estimando sus demandas de resistencia y deformación mediante una serie de análisis estáticos consecutivos. Este tipo de análisis puede ser visto como un método que permite predecir la fuerza sísmica y la demanda de deformación en una estructura, debido a que toma en cuenta la redistribución de las fuerzas internas que ocurre cuando la estructura es sujeta a fuerzas inerciales que sobrepasan el límite elástico de la estructura (Guevara, Osorio & Arturo, 2006).

El objetivo central del análisis no lineal estático “Pushover” es la generación de la Curva de Capacidad, que representa el desplazamiento lateral como una función de la fuerza aplicada a la estructura. Este proceso provee al diseñador valores que le dan una visión más clara del comportamiento de una estructura (Delgadillo, 2005).

La Capacidad es la representación gráfica de cuanto una estructura resiste una demanda sísmica. El comportamiento de una estructura depende de la manera en que su Capacidad maneja la Demanda Sísmica. En otras palabras, la estructura debe ser capaz de resistir la demanda del terremoto tal que el comportamiento de la

estructura sea compatible con los objetivos de desempeño (Delgadillo, 2005)

El análisis estático no lineal es una alternativa muy práctica para encontrar la respuesta sísmica de la estructura, en lugar de un análisis no lineal dinámico que sería lo más adecuado, pero que a la vez es bastante complejo. El análisis no lineal estático, es un gran avance en comparación con la forma de análisis actual que utiliza teoría lineal. Existiendo incongruencias en la teoría actual que espera se produzcan daños en los elementos de las estructuras en un rango elástico (Aguilar & Ruiz, 2002).

1.2.5. Capacidad estructural

Es una representación de la habilidad que posee la estructura para resistir la demanda sísmica. La capacidad de la estructura depende de la resistencia y la capacidad de deformación de los componentes individuales de la estructura (Chávez, Meléndez, Sinchi & Hurtado, 2013).

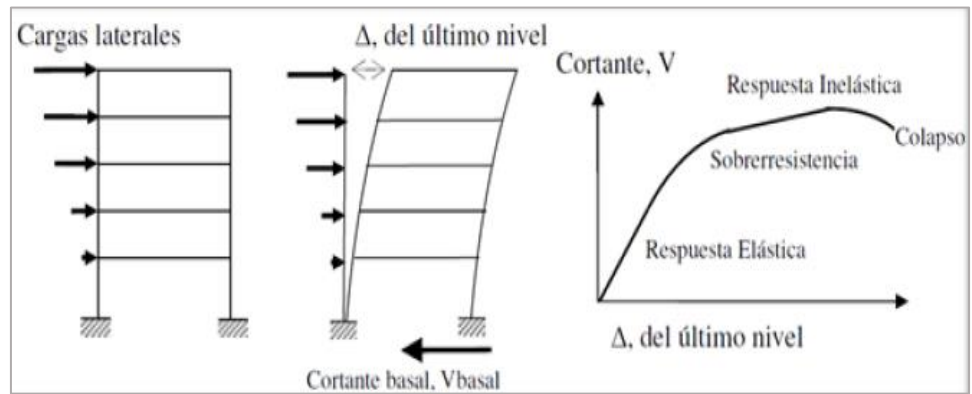
1.2.6. Desempeño estructural

Designa el comportamiento global de la estructura, en relación con los principales aspectos envueltos, protección de la vida de sus ocupantes y posibles daños estructurales (Hernández, 2004).

1.2.7. Curva Capacidad o Curva Pushover

La relación que existe entre la carga incremental aplicada a la estructura y el desplazamiento que se genera en el nivel superior se representa por medio de la llamada Curva de Capacidad. Por medio de esta se puede determinar la ductilidad de la estructura, y los mecanismos de formación de rotulas plásticas.

Ilustración 1: Curva de Capacidad

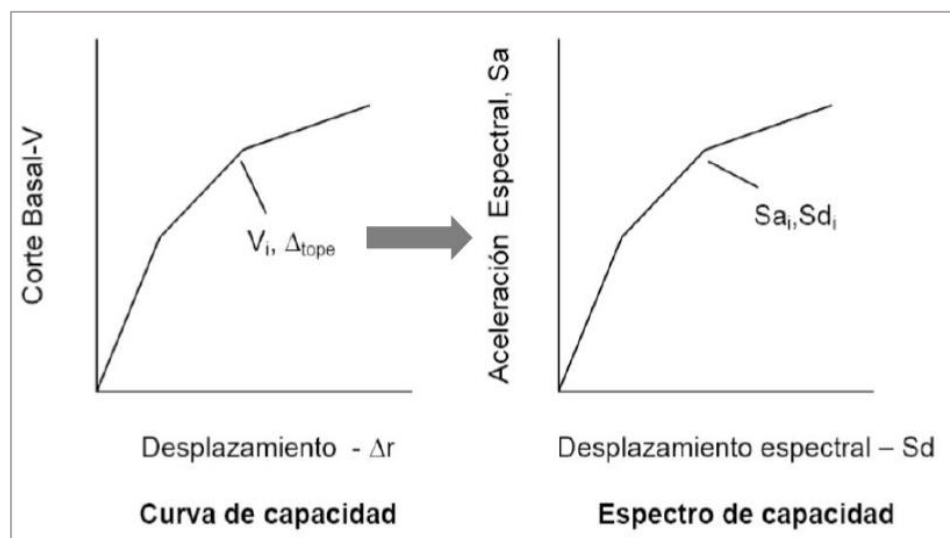


Fuente: Análisis No Lineal – CCIP

1.2.8. Espectro Capacidad

Luego de obtener la curva de capacidad, la misma debe ser llevada a formato ADJR (Espectro de respuesta Aceleración Desplazamiento), ya que la misma se encuentra en términos de corte basal versus desplazamiento en el techo. Al realizar este cambio, se convierte a la curva de capacidad en el espectro de capacidad.

Ilustración 2: Espectro de Capacidad

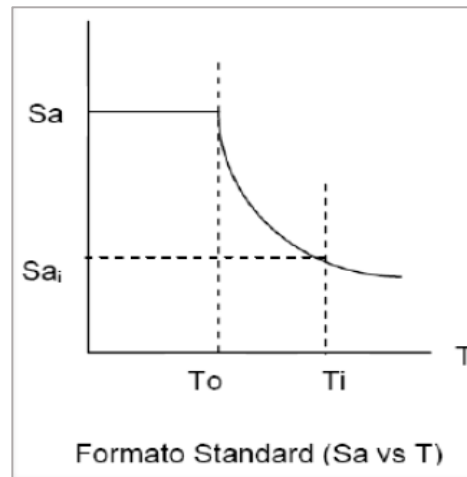


Fuente: Análisis No Lineal – CCIP

1.2.9. Espectro de demanda

Los espectros de demanda, relacionan el desplazamiento espectral, con la aceleración espectral, y se los obtiene a partir de formas espectrales que relacionan la aceleración espectral con el período.

Ilustración 3: Espectro de Demanda



Fuente: Análisis No Lineal – CCIP

1.2.10. Punto de Desempeño

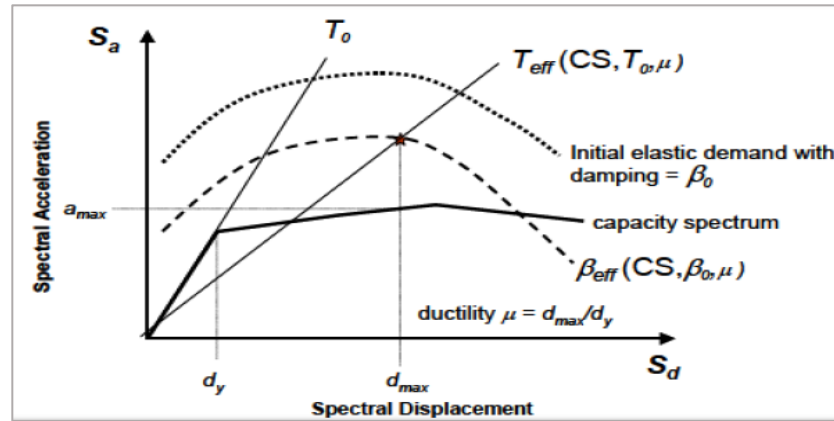
El punto de desempeño en una edificación resulta de relacionar su capacidad estructural versus la demanda que sufre la misma. La capacidad puede ser definida mediante una curva o espectro de capacidad y la demanda a través de un espectro de diseño sísmico.

Según el documento FEMA440 se presenta un procedimiento llamado Linealización Equivalente Mejorada (Improved Procedures for Equivalent Linearization Cap.6), como modificación al Método del Espectro de Capacidad del ATC-40.

El objetivo de la linealización equivalente, es el de determinar la respuesta máxima de desplazamiento del sistema no lineal con un sistema “equivalente” lineal, utilizando un período efectivo T_{eff} , y

un amortiguamiento efectivo β_{eff} . Estos parámetros son función de las características de la curva de capacidad, el amortiguamiento y período inicial del sistema, y la demanda de ductilidad μ .

Ilustración 4: Espectro Capacidad Según Fema 440



Fuente: Análisis No Lineal – CCIP

Todos los procedimientos de solución presentados requieren los pasos iniciales que se detallan a continuación.

1. Seleccionar un espectro representativo del movimiento del terreno de interés, con un amortiguamiento inicial (generalmente igual a 5%).
2. Convertir dicho espectro a formato ADRS, considerando los efectos de interacción suelo-estructura cuando corresponda, el cual será nuestra demanda inicial.
3. Generar una curva de capacidad para la estructura a ser analizada y convertirla a formato ADRS.
4. Seleccionar un punto de desempeño inicial (máxima aceleración a_{pi} y desplazamiento d_{pi}).

5. Desarrollar una representación bilineal del espectro de capacidad de acuerdo a los procedimientos del ATC-40, donde se define el período inicial T_0 , desplazamiento cedente d_y , y aceleración cedente a_y .

6. Para la representación bilineal, calcular los valores de la rigidez post-elástica α y ductilidad μ , como sigue:

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} \quad ; \quad \mu = \frac{d_{pi}}{d_y}$$

7. Utilizando estos valores, calcular los valores de amortiguamiento efectivo β_{eff} y período efectivo T_{eff} .

Después de este paso en los procedimientos, hay varias opciones disponibles para identificar una única solución. Tres posibles procedimientos se describen a continuación

Procedimiento A (iteración directa):

En este procedimiento, la iteración se realiza para converger directamente en un punto de desempeño. Los espectros de demanda ADRS generados para los diversos valores de amortiguación efectiva no se modifican para intersectar el espectro de capacidad.

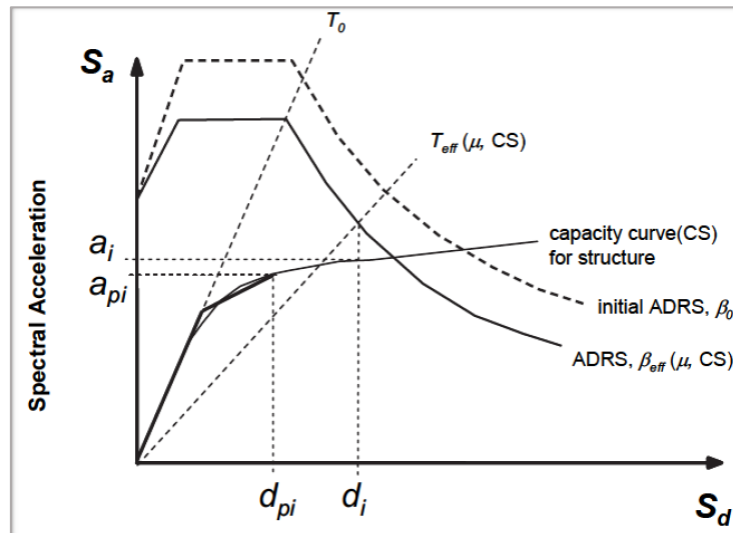
A8. Ajustar la demanda inicial en formato ADRS, utilizando el amortiguamiento efectivo β_{eff} .

A9. Determinar el desplazamiento máximo estimado d_i y la aceleración a_i al intersectar el período efectivo radial T_{eff} con la demanda para β_{eff} .

A10. Comparar este valor estimado de desplazamiento d_i con la suposición inicial d_{pi} . Si está entre el margen de tolerancia (sólo

con una diferencia de $\pm 5\%$), este será el punto de desempeño. De lo contrario, se deberá asumir un nuevo valor (d_{pi} , a_{pi}) y repetir el procedimiento, hasta encontrar el punto de desempeño.

Ilustración 5: Procedimiento A (iteración directa)



Fuente: Análisis No Lineal – CCIP

Procedimiento B (intersección con demanda MADRS):

En este procedimiento, el punto de desempeño se define como la intersección del espectro de capacidad con el ADRS modificado (MADRS). El espectro de demanda de MADRS se genera modificando los ADRS para los diversos valores de amortiguación efectiva.

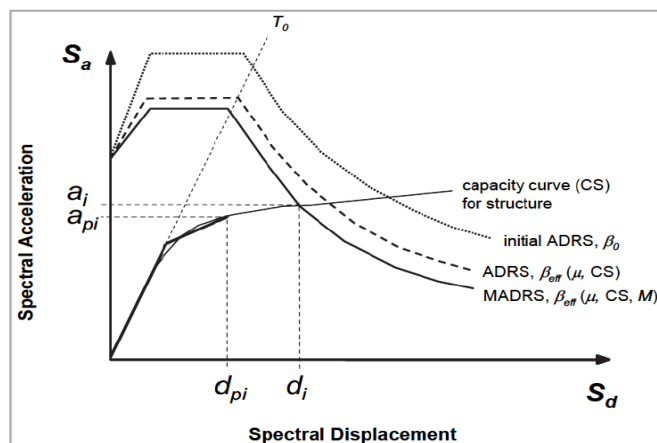
B8. Ajustar la demanda inicial en formato ADRS, utilizando el amortiguamiento efectivo β_{eff} .

B9. Multiplicar los valores de aceleración de la demanda (con amortiguamiento efectivo β_{eff}), por el factor de modificación M , hallado con T_{eff} . No se deberán modificar los valores de desplazamiento de dicha demanda.

B10. Determinar la estimación de la máxima aceleración a_i y desplazamiento d_i , mediante la intersección de la demanda MADRS con la curva de capacidad, como se muestra en la figura siguiente.

B11. Comparar este valor estimado de desplazamiento d_i con la suposición inicial d_{pi} . Si está entre el margen de tolerancia ($\pm 5\%$), este será el punto de desempeño. De lo contrario, se deberá asumir un nuevo valor (d_{pi} , a_{pi}) y repetir el procedimiento, hasta encontrar el punto de desempeño.

Ilustración 6: Procedimiento B (intersección con demanda MADRS)



Fuente: Análisis No Lineal – CCIP

Procedimiento C (búsqueda de posibles puntos de desempeño):

Este enfoque usa el espectro modificado de aceleración-respuesta para múltiples soluciones supuestas (a_{pi} , d_{pi}) y las ductilidades correspondientes para generar un lugar de posibles puntos de desempeño. El punto de desempeño real se encuentra en la intersección de este lugar (plano) y el espectro de capacidad.

C8. Ajustar la demanda inicial en formato ADRS, utilizando el amortiguamiento efectivo β_{eff} .

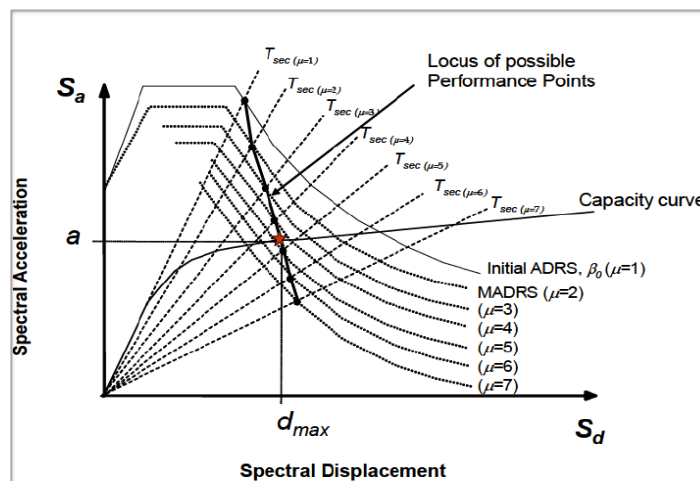
C9. Multiplicar los valores de aceleración de la demanda (con amortiguamiento efectivo β_{eff}), por el factor de modificación M , hallado con T_{eff} , para generar el espectro de respuesta modificado aceleración-desplazamiento MADRS.

C10. Se genera un posible punto de desempeño mediante la intersección del período radial secante T_{sec} , con la demanda MADRS.

C11. Incrementar o disminuir el punto de desempeño asumido, para generar una serie de posibles puntos.

C12. El punto de desempeño real será el que intersecte al espectro de capacidad.

Ilustración 7: Procedimiento C (búsqueda de posibles puntos de desempeño)



Fuente: Análisis No Lineal – CCIP

Según el documento FEMA440 al igual que para el método del espectro capacidad (ATC-40), en el FEMA 440 se definió un procedimiento mejorado llamado Improved Procedures for Displacements Modification en su capítulo 5. Otra diferencia respecto al método de los espectros es el procedimiento de la linealización o idealización de la curva de capacidad obtenida del

análisis estático no lineal. El código ASCE41-13 establece este método como procedimiento para determinar el desempeño sísmico.

Proporciona un proceso numérico directo para calcular la demanda de desplazamiento. No requiere convertir la curva de capacidad en coordenadas espectrales. El método está basado en el análisis estadístico de los resultados de análisis tiempo-historia realizados en modelos de un grado de libertad de distintas tipologías. La demanda de desplazamiento calculada mediante el método de los coeficientes (FEMA 440), es llamada el desplazamiento objetivo o target displacement lo que es equivalente al punto de desempeño.

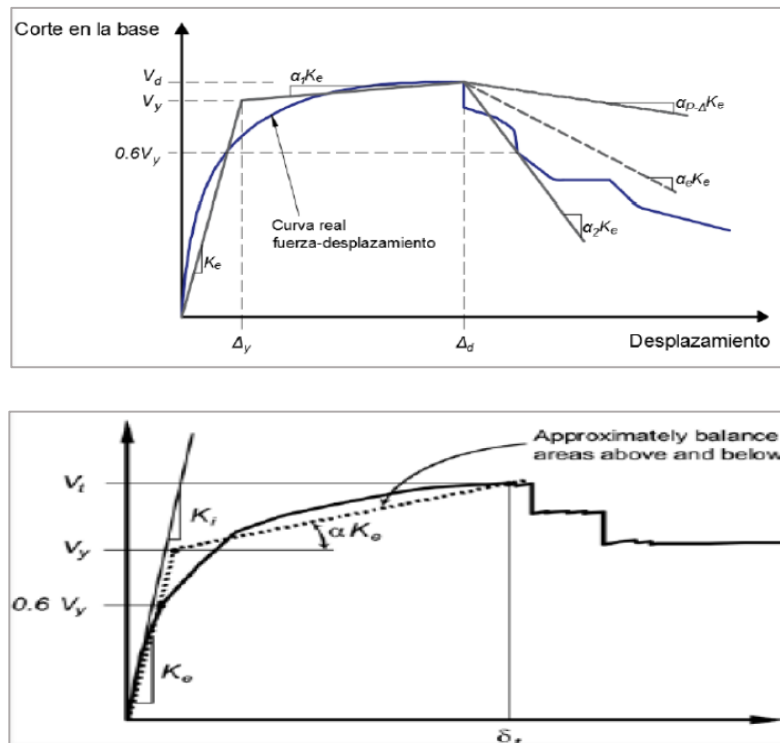
El FEMA440 ha desarrollado mejoras sugeridas para el Método de Coeficiente de FEMA356. Las recomendaciones incluyen varias alternativas mejoradas para la relación básica del desplazamiento máximo (elástico más inelástico) para un oscilador SDOF elástico perfectamente plástico al desplazamiento máximo para un oscilador elástico completamente lineal que se designa como el coeficiente C1 en FEMA356. También recomienda que se abandonen las limitaciones actuales (límite) permitidas por FEMA356 al coeficiente C1. Además, se reconoce una distinción entre dos tipos diferentes de degradación de la fuerza que tienen diferentes efectos en la respuesta y el rendimiento del sistema. Esta distinción conduce a recomendaciones para que el coeficiente C2 tenga en cuenta la degradación cíclica de la resistencia y la rigidez. También se sugiere eliminar el coeficiente C3 y reemplazarlo por una limitación de la fuerza. Las expresiones propuestas para los coeficientes se basan en datos empíricos. Se han formulado para proporcionar estimaciones de los valores esperados en función de los resultados analíticos disponibles sobre la respuesta de los osciladores SDOF sujetos a los registros de movimiento del suelo.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

La curva de capacidad obtenida en el análisis estático no lineal, debe reemplazarse por una curva idealizada, con la finalidad de calcular la rigidez lateral efectiva K_e , la resistencia cedente efectiva V_y , y rigidez efectiva positiva $\alpha_1 K_e$ o negativa $\alpha_2 K_e$, de la edificación.

Los segmentos de línea en la curva de desplazamiento de fuerza idealizada se ubicarán utilizando un procedimiento gráfico iterativo que equilibra aproximadamente el área por encima y por debajo de la curva.

Ilustración 8: Punto de Desempeño según ASCE 41-13 y FEMA 440



Fuente: Análisis No Lineal – CCIP

1.2.11. Rótula plástica

Es un dispositivo de amortiguación de energía, que permite la rotación de la deformación plástica del elemento estructural.

Para la determinación del rango del nivel de desempeño de la edificación se tiene en cuenta parámetros aceptables para el modelamiento del comportamiento no lineal de vigas y columnas y se rigen a las consideraciones del ASCE 41-13:

Tabla 1: *Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales (Viga y Columna)*

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

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

Fuente: ASCE 41-13

Tabla 2: Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales (Columna)

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

NOTE: f'_c is in lb/in.² (MPa) units.
^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
^bRefer to Section 10.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
^cWhere $P > 0.7A_g f'_c$, the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at $\leq d/3$ and the strength provided by the hoops (V_t) is at least 3/4 of the design shear. Axial load P should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.
^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Fuente: ASCE 41-13

1.2.12. Ductilidad

Propiedad de algunos materiales para deformarse por acción de una fuerza sin llegar a romperse, los elementos que no poseen esta propiedad se denominan frágiles.

1.2.13. Desempeño esperado por la edificación

Es una expresión del comportamiento deseado o del desempeño objetivo que debe ser capaz de alcanzar un edificio sujeto a un determinado nivel de movimiento sísmico.

1.2.14. Desempeño sísmico.

El desempeño sísmico consiste en la selección de esquemas de evaluación apropiado que permiten el dimensionamiento y detalle de los componentes estructurales, no estructurales y contenidos, de manera que, para unos niveles de movimiento de tierra determinados y con ciertos niveles de fiabilidad, los daños en la estructura no deberán superar ciertos estados de límite.

1.2.15. Demanda (desplazamiento)

El movimiento del suelo durante un terremoto produce un patrón complejo de desplazamientos en la estructura que puede variar con el tiempo. Para una estructura dada y un movimiento del suelo, la demanda de desplazamiento es un estimado de la máxima respuesta esperada del edificio durante el movimiento del terreno (Chávez, Meléndez, Sinchi & Hurtado, 2013).

1.2.16. Fallas estructurales por rigidez lateral

Son las fallas originadas por la inadecuada capacidad de soportar las cargas de la estructura y del sismo, produciendo un desplazamiento lateral excesivo.

1.2.17. Fallas estructurales por rotación de elementos

Son las fallas que describen la deformación plástica de las conexiones de los elementos estructurales, las cuales presentan una rotación en su sección transversal producido por los esfuerzos a flexión. La ductilidad de rotación de elementos cuantifica las rotaciones plásticas que pueden tomar lugar en los elementos estructurales tales como vigas o columnas. Este tipo de ductilidad es empleada también para uniones entre miembros.

1.2.18. Nivel de desempeño

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación inducidos por estos daños y la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto.

❖ *Niveles de desempeño según ATC-40 y FEMA 440*

Esta (s) propuestas definen el nivel de desempeño con un valor alfanumérico de forma separada para la estructura y para los elementos no estructurales de manera que forman una matriz que conduce al diseñador a la definición del nivel de desempeño global de la edificación.

✚ Nivel de desempeño para Elementos Estructurales

Estos describen el posible daño sobre los elementos estructurales del edificio. Son cinco los estados de daños, tres los principales y dos intermedios. Los tres principales son: ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural. Los dos rangos intermedios son: daño controlado y seguridad limitada. Los tres estados de daño principales pueden ser utilizados de forma directa para definir criterios técnicos en los procesos de evaluación y rehabilitación de las estructuras, mientras que los rangos intermedios permiten discriminar, de una forma más adecuada y útil, el nivel de desempeño de la estructura. Las iniciales SP significan “Structural performance”.

✚ Nivel de desempeño para los componentes no estructurales

Estos describen el posible daño sobre los componentes no estructurales. Se consideran 4 niveles de desempeño correspondientes a estados discretos de daño para los

elementos no estructurales: operacional, ocupación inmediata, seguridad y amenaza. La abreviación NP significa: “Nonstructural Performance”.

Nivel de desempeño de la Edificación

Para definir finalmente el nivel de desempeño de la edificación, se revisa la matriz que combina los niveles estructurales y no estructurales descritos de tal forma que juntos definan las posibles variantes para los estados de daño de la edificación, en otras palabras, representen el comportamiento global del edificio. En general el daño esperado debe ser menor al descrito. Los cuatro niveles de desempeño de edificaciones más comúnmente referenciadas; Operacionales (1-A), Ocupación inmediata (1-B), seguridad (3-C) y estabilidad estructural (5-E), así como otros niveles de desempeño posibles.

La descripción del desempeño esperado de los niveles seleccionados es:

1-A. Operacional; se relaciona básicamente con la funcionalidad. Los daños en componentes estructurales son limitados. Los sistemas y elementos no estructurales permanecen funcionando. Las reparaciones que son necesarias no impiden que la estructura continúe funcionando con normalidad después del evento sísmico. Se mantiene la seguridad de los ocupantes. Se mantienen las funciones de los servicios de la edificación, incluso cuando los externos a la misma no estén disponibles. Nivel asociado a un estado de funcionalidad.

1-B. Ocupación Inmediata; corresponde al criterio más usado para edificaciones esenciales, como es el caso de los hospitales. Los espacios de la edificación, los sistemas y los equipamientos

permanecen utilizables. Se conservan en funcionamiento los servicios primarios. Aunque puedan ocurrir ciertos daños en los contenidos, se mantiene la seguridad de los ocupantes.

3-C. Seguridad de vida; se relaciona a un estado de daño correspondiente a una probabilidad de pérdidas humanas prácticamente nula. Constituye el nivel de desempeño de la edificación que se espera alcanzar con la aplicación de los actuales códigos sísmicos; es decir, que se corresponde a un desempeño equivalente al que se obtendría con la aplicación sistemática de los códigos actuales de diseño sísmico. Se caracteriza por presentar daños limitados en los componentes estructurales y el eventual fallo de los componentes no estructurales con posibilidad inclusive de fallo en algún elemento peligroso y en alguno de los elementos primarios (servicios de agua, electricidad, etc.) y secundarios (acabados, fachadas, etc.), siempre que no atente contra la vida de los usuarios.

5-E. Estabilidad estructural; para este estado de daño el margen del sistema resistente a cargas laterales se encuentra prácticamente al límite y existen altas posibilidades de fallo debido a réplicas, sólo se mantiene cierta capacidad del sistema resistente a cargas verticales para mantener la estabilidad de la estructura, de manera que el peligro para la vida es muy alto. Debido a la alta probabilidad de colapso o falla de componentes no estructurales se exige el desalojo de la edificación.

❖ *Niveles de desempeño según FEMA 356- ASCE 41-13*

✚ Nivel de desempeño para Elementos Estructurales

Los niveles de desempeño estructural para un edificio, están constituidos por cuatro niveles discretos y dos intermedios.

Los niveles discretos son: Ocupación Inmediata (“Immediate Occupancy”, S-1), Seguridad de Vida (“Life Safety”, S-3),

Prevención del Colapso (“Collapse Prevention”, S-5), y No Considerado (“Not Considered”, S-6).

Los niveles intermedios son: Control de Daños (“Damage Control Range”, S-2), y el de Seguridad Limitada (“Limited Safety Range”, S-4). Estos niveles pueden ser obtenidos por interpolación de los niveles aledaños.

Nivel de desempeño para los componentes no Estructurales

Los niveles de desempeño no estructurales se deben de elegir de cinco niveles discretos, que son: Operativo (“Operational”, N-A), Ocupación Inmediata (“Immediate Occupancy”, N-B), Seguridad de Vida (“Life Safety”, N-C), Reducción de Daños (“Hazards Reduced”, N-D), y No Considerado (“Not Considered”, N-E).

Nivel de desempeño para los componentes no Estructurales

Nivel de Desempeño para Edificios “Operacional” (1-A). -Para que un edificio logre alcanzar el nivel de desempeño “Operacional” (1-A), deberá cumplir con el nivel de desempeño estructural de “Ocupación Inmediata” (S-1) y los componentes no estructurales deben cumplir con el nivel de desempeño no estructural “Operacional” (N-A). Los edificios que cumplen con este nivel de desempeño, esperarán un mínimo o nada de daño en sus componentes estructurales y no estructurales. El edificio es adecuado para su ocupación y funcionamiento normal, aunque podría presentarse algún impedimento con la energía, agua, y otros servicios necesarios que provean sistemas de emergencia. Los edificios en este nivel, plantean un riesgo muy bajo para la seguridad de vida. Económicamente no resulta muy práctico diseñar para este nivel de desempeño, sólo justificándose para edificios que brindan servicios esenciales.

Nivel de Desempeño para Edificios “Ocupación Inmediata” (1-B).
- Para alcanzar este nivel de desempeño, los componentes estructurales deberán cumplir con el nivel de desempeño S-1 (Ocupación Inmediata); y los componentes no estructurales, cumplir con el nivel de desempeño N-B (Ocupación Inmediata). Se esperará un daño mínimo o ninguno en sus elementos estructurales y sólo un menor daño en sus componentes no estructurales. Podría ser segura la ocupación inmediata del edificio, pero los sistemas no estructurales podrían no funcionar, debido a la pérdida de energía eléctrica o daños internos en el equipo. Por tanto, aunque la ocupación inmediata es posible, es necesario realizar la limpieza y reparación y esperar la restauración de los servicios necesarios para que el edificio funcione normalmente. El riesgo para la seguridad de vida es muy bajo. Este nivel provee mucha de la protección obtenida en el nivel de desempeño anterior (1-A), pero sin los costos de proveer servicios necesarios y calificación sísmica rigurosa para el funcionamiento de los equipos.

Nivel de Desempeño para Edificios “Seguridad de Vida” (3-C). - Para alcanzar el nivel de desempeño para edificios de “Seguridad de Vida”, se deben de cumplir con los niveles de desempeño estructural de Seguridad de Vida (S-3); y para los componentes no estructurales, el nivel de desempeño de Seguridad de Vida (N-C). Los edificios en este nivel de desempeño, pueden experimentar daños en los elementos estructurales y no estructurales. Se puede requerir una reparación previa a la reocupación del edificio, y esta reparación se puede considerar inviable. El riesgo de seguridad de vida en este nivel de desempeño es bajo.

Nivel de Desempeño para Edificios “Prevención del Colapso” (5-E). - Para alcanzar este nivel de desempeño, los elementos

estructurales deben de alcanzar el nivel de desempeño S-5 (Prevención del Colapso); no se considera un nivel de desempeño a los elementos no estructurales (N-E). En este nivel de desempeño se puede esperar un significativo riesgo a la seguridad de vida, como resultado de la falla de los elementos no estructurales. Sin embargo, como el edificio no colapsa, grandes pérdidas de vida pueden ser evitadas. Muchos edificios en este nivel se considerarán como pérdidas económicas.

❖ *Objetivos de la evaluación sísmica por desempeño*

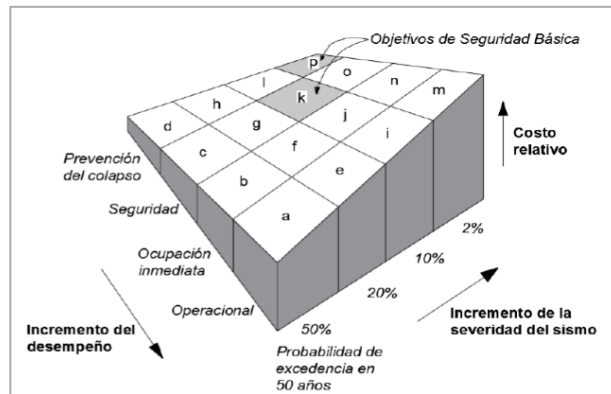
Un objetivo de desempeño está referido al tipo de comportamiento esperado de la estructura, tomando en consideración también el comportamiento de elementos no estructurales. Especifica el comportamiento sísmico deseado de la estructura, y se define al combinar el máximo estado de daño admisible (nivel de desempeño) con una amenaza sísmica identificada (movimiento sísmico).

El objetivo u objetivos de desempeño seleccionados para un proyecto, son una expresión del comportamiento deseado de la edificación bajo los efectos de un movimiento del terreno de intensidad prevista. Debe seleccionarse para cada edificación, el desempeño aceptable para diferentes niveles de amenaza sísmica, teniendo en cuenta factores tales como: la ocupación, la importancia de las funciones que ocurren dentro de la estructura, consideraciones económicas, incluyendo el costo de reparación y el costo de la interrupción de las actividades que se realizan en su interior, y consideraciones de la importancia de la estructura como por ejemplo una fuente de patrimonio histórico y cultural.

En ASCE 41 (2013), los niveles de peligrosidad sísmica a usar serán los siguientes (Toledo, 2011, p.9):

- 50%/50 años, para un periodo de retorno de 72 años. (p.9). -
20%/50 años, para un periodo de retorno de 225 años. (p.9).
- 10%/50 años, para un periodo de retorno de 474 años. (p.9).
- 2%/50 años, para un periodo de retorno de 2475 años. (p.9).

Ilustración 9: Objetivo de Desempeño según ASCE 41-13



Fuente: Análisis No Lineal – CCIP

Tabla 3: Representa un objetivo discreto (meta)

		Operacional (1-A)	Ocupación Inmediata (1-B)	Seguridad de Vida (3-C)	Prevención del Colapso (5-E)
Niveles de Peligro Sísmico	50% / 50 años	a	b	c	d
	20% / 50 años	e	f	g	h
	10% / 50 años (BSE-1)	i	j	k	l
	2% / 50 años (BSE - 2)	m	n	o	p

Fuente: ASCE 41-13

Objetivos básicos de seguridad (BSO): k + p Se logra alcanzando una meta dual de seguridad de vida (3-C) para un nivel de peligrosidad sísmica BSE-1, y prevención del colapso (5-E) para el nivel BS-2 de peligrosidad sísmica. Se espera pequeños daños para sismos frecuentes y moderados, pero daños significativos y potencial pérdida económica para sismos raros y muy raros (Toledo, 2011, p.9).

Objetivos Mejorados: k + p + algún otro objetivo a, e, i, b, f, j, n Este objetivo provee un objetivo superior al BSO. También se

consideran como Objetivos Mejorados a: Sólo m, sólo n, sólo o
Se logra usando un o la combinación de los siguientes dos métodos (Toledo, 2011, pp. 9-10):

- Diseño para objetivos principales de niveles de desempeño que exceden al BSO, en cualquiera de los niveles BSE-1 o BSE-2 de peligrosidad, o ambos. (p.9).

- Diseño para el BSO, usando un nivel de peligrosidad sísmica que exceda a BSE-1 o BSE.2, o a ambos. (p.10).

Objetivos Limitados: Sólo k, sólo p Se denominan objetivos limitados, a los que proporcionan desempeños menores al BSO (Toledo, 2011, p.10): También Objetivos Limitados: c, g, d, h, l
2.5.2.4.

1.2.19. Nivel de Seguridad de Vida

Pertenece a la clasificación de los niveles de desempeño de una edificación, obtenidos de la combinación de los niveles de desempeño estructurales y no estructurales definidos por valores alfanuméricos, descritos en la tabla 01, ATC-40, y tabla 02, FEMA 356. Los edificios en este nivel de desempeño, presentan daños moderados en elementos estructurales, no estructurales y en el contenido de la edificación, pero permanece estable. Es decir, no atenta contra la vida, pero se puede presentar interrupción de los servicios eléctricos, mecánicos y perturbación de las vías de escape de la edificación. Las instalaciones quedan fuera de servicio y el edificio probablemente requerirá reparaciones importantes.

1.2.20. Cinturón o círculo de fuego.

También llamado “Anillo de Fuego del Pacífico” es una zona del Océano Pacífico muy propensa a actividad sísmica y volcánica, y que además se asocia con la formación de grandes montañas. Se

trata de una larga cadena tectónica que se caracteriza por concentrar algunas de las zonas de subducción más importantes del mundo.

Los sismos son esos fenómenos naturales que nos aterran y con los que gran parte de la población del planeta ha tenido que aprender a vivir. Suceden con frecuencia y no hay forma de evitar que ocurran. Una región que llama la atención es el Cinturón de Fuego. Algunos de los sismos que se han producido a últimas fechas han sido causados por este cinturón circumpacífico; dicha actividad sísmica es normal, dado que la ocurrencia de sismos está directamente relacionada con la evolución tectónica de la Tierra. (Raúl Valenzuela 2018).

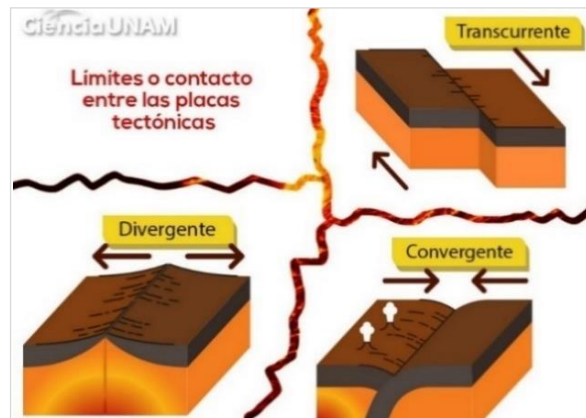
1.2.20.1. Tipos de contactos entre las placas tectónicas.

Las placas divergentes: Es donde una placa se aleja de la otra formando un espacio entre ellas por donde emerge roca caliente (lava o magma). Normalmente se encuentran en el océano pacífico.

Las placas convergentes: Es donde una placa se mueve en dirección hacia la otra y por esta razón se podría propiciar que una se coloque sobre la otra formando un surco profundo llamado trinchera. Las trincheras se encuentran en el fondo del mar y nos indican la ubicación de las zonas de subducción; estos límites de placa se relacionan con los grandes terremotos.

Las placas trancurrentes: Las placas se deslizan de forma horizontal y paralela al mismo límite de placas, son grandes bloques de roca que tienen cientos y hasta miles de kilómetros de dimensión; solo necesita moverse un fragmento de ellas para que se produzca un sismo importante. (Raúl Valenzuela 2018).

Ilustración 10: Tipos de contactos entre placas tectónicas



Fuente: Barbara Castrejón, Ciencia UNAM

1.2.21. Tipos de ondas sísmicas.

Dice que la energía, como consecuencia de este fenómeno sísmico, generará una serie de ondas que en muchos casos serán más destructivas que otras. Hay algunas que se mueven a grandes distancias través de las rocas llamadas ondas de cuerpo, las ondas S y P, mientras que hay otras que son refracciones y reflexiones de las ondas de cuerpo cuando están en una interface de estrato o en la superficie a las que se les denomina ondas superficiales, ejemplo de estas son las ondas Raylight y Love.

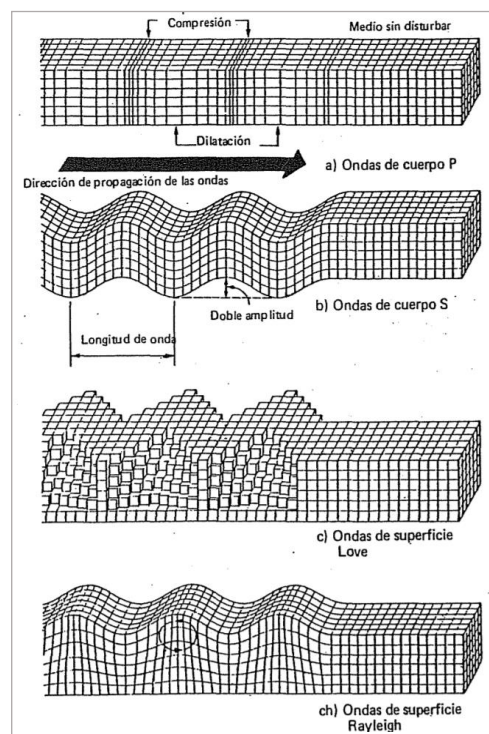
a. Las ondas P: Llamadas principales o de dilatación experimentan un movimiento en la dirección de la propagación generando una compresión y dilatación y pueden viajar a través de cualquier material.

b. Las ondas S: Son ondas de corte o transversales lo que implica un movimiento perpendicular a la dirección de propagación, solo podrá viajar en sólidos debido a que los líquidos no toleran esfuerzos de corte.

c. Las ondas Raylight: Ondas que viajan de manera similar a la ondulación de la superficie del agua, tiene movimiento elíptico y horizontal a la vez.

d. Las ondas Love: Movimiento similar al de las ondas S. La onda viaja de manera horizontal perpendicular a la dirección de la propagación. Mientras que las ondas de cuerpo S y P hacen vibrar más a edificios bajos y rígidos, las ondas Raylight y Love castigan más a edificios altos y flexibles. (Huapaya 2017).

Ilustración 11: Tipos de ondas sísmicas



Fuente: Huapaya 2017

1.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS

1.3.1. Análisis Sísmico No Lineal Pushover

Consiste en llevar al colapso la estructura ya diseñada, de la cual se conoce su armado; esto se logra mediante la aplicación de un patrón de cargas laterales incrementales y bajo cargas gravitacionales constantes, que se aplican en la misma dirección

hasta que la estructura colapse o hasta cierto valor de carga. Con este análisis es posible evaluar el desempeño esperado de la estructura por medio de la estimación de fuerzas y demanda de deformaciones en el diseño sísmico, además se puede aplicar:

- Para verificar o revisar la proporción de sobre resistencia.
- Para estimar mecanismos de plasticidad esperada, además de estimar una distribución de daño.
- Verificar que las conexiones críticas permanezcan con capacidad de transmitir cargas entre los elementos.
- Como alternativa de rediseño.

1.3.2. Nivel de Desempeño

Un nivel de desempeño describe un estado límite de daño discreto. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales:

- Los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales.
- La amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños.
- La funcionalidad de la edificación posterior al sismo.

Está compuesto por la combinación de un nivel seleccionado de desempeño estructural y un nivel seleccionado de desempeño no estructural

Nivel De Desempeño de la Edificación = Nivel de Desempeño Estructural + Nivel de Desempeño No Estructura

CAPITULO II: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

2.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.

El Perú es un territorio ubicado en una zona denominada Cinturón de Fuego del Pacífico, zona con una actividad sísmica y volcánica muy alta, está situado en las costas del Océano Pacífico y se caracteriza por concentrar las más importantes zonas de subducción del mundo, donde surge la interacción de dos placas, la Oceánica (Nazca) y Continental (Sudamericana); lo que ocasiona una intensa actividad sísmica.

En el Perú se ha registrado sismos de altas magnitudes, siendo el más devastador, el sismo con epicentro en Lima el 03 de octubre del 1974 con una magnitud de 7.7 Mw; según el Instituto de Defensa Civil (INDECI), las cifras de la tragedia fueron alarmantes: 252 muertos, 3 mil 600 heridos y pérdidas económicas de alrededor de 2 mil 700 millones de soles.

También el 31 de Mayo de 1970, ocurrió el sismo de gran magnitud que afectó todo el callejón de Huaylas, en Huaraz, dejando miles de muertos.

Según el Instituto Geofísico del Perú (IGP), data que en el año 2018 se reportaron 619 sismos, siendo este, el año con mayor actividad sísmica. El mayor porcentaje de los sismos no son sentidas por la población, sin embargo, el 26 de mayo del 2019 se registró un sismo con una magnitud de 8.0 Mw con epicentro en Lagunas (Loreto) afectando a varias regiones del país y la zona sur de países limítrofes como Colombia y Ecuador.

De acuerdo a la zonificación presentada en el capítulo II (Peligro Sísmico) de la Norma vigente E -030 actualizada desde el año 2016, del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), el departamento de San Martín está ubicado en la zona 02 y 03,

mediana y moderada actividad sísmica, respectivamente. Región que en los últimos años ha experimentado sismos de gran magnitud en diferentes provincias como: Lamas, Soritor, Moyobamba y San Martín, ocasionando daños estructurales en edificaciones de diferentes tipos de usos. Además, es importante mencionar que gran porcentaje de las edificaciones en esta región son autoconstrucción, sin la aplicación de la norma, que cumplan con la filosofía del Diseño Sismorresistente y sin la adecuada supervisión de un profesional que garantice la correcta aplicación de los procesos constructivos.

Por ello, la importancia del presente proyecto de investigación que busca determinar el nivel de desempeño sísmico mediante un análisis estático no lineal del Hotel Río ubicado en el distrito de La Banda de Shilcayo, por ser una edificación de categoría C (Edificaciones comunes) con alta concurrencia de personas.

Si bien este proyecto no podrá eliminar los daños presentes en la estructura, pero sí, permitirá identificar las posibles fallas estructurales para una óptima recomendación de reforzamiento estructural.

2.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

2.2.1. Problema General.

¿El nivel de desempeño sísmico de la Infraestructura del Hotel Río realizado mediante el Análisis Estático No Lineal Pushover, es de seguridad de vida?

2.2.2. Problemas específicos.

¿El análisis de mecánica de suelo nos ayudara a determinar el tipo de suelo?

¿El ensayo no destructivo (esclerometría) ayudará a determinar la resistencia del concreto de los elementos estructurales?

¿La Irregularidad, los desplazamientos y derivas por piso de la estructura cumplen con lo establecido en la norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones?

¿Las dimensiones de los elementos estructurales satisfacen la relación demanda – capacidad según el método de análisis No Lineal Pushover, frente a los eventos sísmicos?

¿La aplicación del análisis no lineal “Pushover” a la estructura, siguiendo las consideraciones del ASCE 41-13, Fema 440 y E 030, permitirá obtener la gráfica Curva de Capacidad y Representación Bilineal de la Curva Capacidad que nos ayudará a obtener el punto de desempeño de la estructura?

¿La aplicación del análisis no lineal “Pushover” siguiendo las consideraciones del Fema 440 y E0.30, permitirá graficar el Espectro Capacidad, Representación Bilineal del Espectro Capacidad, Espectro de Demanda Reducida (Formato ADRS), que nos ayudará a obtener el punto de desempeño de la estructura?

2.3. OBJETIVOS

2.3.1. Objetivo general.

Determinar el nivel de Desempeño Sísmico mediante el Análisis no Lineal Pushover de la Infraestructura del Hotel Río, Distrito de la Banda de Shilcayo, San Martín 2020.

2.3.2. Objetivos específicos.

Realizar el Estudio de Mecánica de Suelos para determinar el tipo de Suelo.

Realizar el ensayo no destructivo (esclerometría) para determinar la resistencia del concreto de los elementos estructurales.

Determinar si la Irregularidad, los desplazamientos y derivas por piso de la estructura cumplen con lo establecido en la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Determinar si las dimensiones de los elementos estructurales satisfacen la relación demanda sísmica – capacidad estructural según el método de análisis No Lineal Pushover, frente a los eventos sísmicos.

Aplicar el análisis no lineal “Pushover” a la estructura, siguiendo las consideraciones del ASCE 41-13, Fema 440 y E 030, permitirá obtener la gráfica Curva de Capacidad y Representación Bilineal de la Curva Capacidad que nos ayudará a obtener el punto de desempeño de la estructura.

Aplicar el análisis no lineal “Pushover” siguiendo las consideraciones del Fema 440 y E 0.30, permitirá graficar el Espectro Capacidad, Representación Bilineal del Espectro Capacidad, Espectro de Demanda Reducida (Formato ADRS) , que nos ayudará a obtener el punto de desempeño de la estructura

2.4. HIPÓTESIS

2.4.1. Hipótesis General

El nivel de desempeño sísmico de la Infraestructura del Hotel Rio realizado mediante el Análisis No Lineal Pushover, es de seguridad de vida.

2.4.2. Hipótesis Específicas

El tipo de suelo es S2, correspondiente a un Suelo Intermedio.

La resistencia del concreto de los elementos estructurales es de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ según los planos.

La Irregularidad, los desplazamientos y derivas por piso de la estructura cumplen con lo establecido en la norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Las dimensiones de los elementos estructurales satisfacen la relación demanda sísmica – capacidad estructural según el método de análisis no lineal Pushover, frente a eventos sísmicos.

La aplicación del análisis no lineal “Pushover” a la estructura, siguiendo las consideraciones del ASCE 41-13, Fema 440 y E 030, permite graficar la Curva de Capacidad y Representación Bilineal de la Curva Capacidad que nos ayudará a obtener el punto de desempeño de la estructura.

La aplicación del análisis no lineal “Pushover” siguiendo las consideraciones del Fema 440 y E 0.30, permite graficar el Espectro Capacidad, Representación Bilineal del Espectro Capacidad, Espectro de Demanda Reducida (Formato ADRS), que nos ayudará a obtener el punto de desempeño de la estructura

2.5. VARIABLES

2.5.1. Identificación de Variables

2.5.1.1. Variable Independiente

V1: Análisis no lineal Pushover de la Infraestructura

2.5.1.2. Variable Dependiente

V2: Nivel de Desempeño Sísmico

2.5.2. Definición Conceptual y operacional de las Variables

2.5.2.1. Definición Conceptual de Variables

Variable Independiente (VI): Análisis no lineal Pushover de la Infraestructura

Universitat Politècnica de Catalunya en su artículo de Evaluación probabilística de riesgo sísmico de estructuras con base en la degradación de rigidez (2013), sostiene que el análisis estático no lineal (Pushover Analysis), evalúa la vulnerabilidad sísmica y el riesgo de los edificios y permite obtener resultados similares a los obtenidos usando el análisis dinámico incremental.

Variable Dependiente (VD): Nivel de Desempeño Sísmico. AURIS, Mary L. en su trabajo de investigación, Análisis del desempeño sísmico en estructuras de instituciones educativas, Perú, 2016 sostiene que el nivel desempeño sísmico es el estado límite establecidas en una función de los posibles daños físicos sobre las edificaciones. Amenaza a la seguridad de los componentes estructurales y no estructurales posterior a un movimiento sísmico.

2.5.2.2. Definición Operacional de Variables

Variable Independiente (VI): Análisis no lineal Pushover de la Infraestructura: Consiste en llevar al colapso la estructura ya modelada en el software Etabs V 17, de la cual se conoce su configuración estructural, esto se logra mediante la aplicación de parámetros no lineales, y de un patrón de carga lateral incremental y bajo cargas gravitacionales constantes, que se aplican en la misma dirección hasta que la estructura colapse o hasta cierto valor de carga.

Variable Dependiente (VD): Nivel de Desempeño Sísmico

De acuerdo a la filosofía de diseño de la norma E0.30, nos resume que toda la edificación sin distinguir la categoría debe seguir con su funcionalidad después de haberse excitado por un sismo, para ello la Norma E0.30 contempla una serie de parámetros y requisitos de control de calidad de los resultados obtenidos en el análisis dinámico o estático de un edificio.

2.5.3. Operacionalización de Variables

Tabla 4: Operacionalización de las Variables

VARIABLE	DEFINICION CONCEPTUAL	DEFINICION OPERACIONAL	INDICADORES	MEDICION	UNIDAD DE MEDIDA
V1: Analisis no lineal PushOver de la Infraestructura	Universitat Politècnica de Catalunya en su artículo de Evaluación probabilística de riesgo sísmico de estructuras con base en la degradación de rigidez (2013), sostiene que el análisis estático no lineal (PushOver Analysis), evalúa la vulnerabilidad sísmica y el riesgo de los edificios y permite obtener resultados similares a los obtenidos usando el análisis dinámico incremental	Consiste en llevar al colapso la estructura ya modelada en el software Etabs V 17 , de la cual se conoce su configuración estructural , esto se logra mediante la aplicación de parámetros no lineales , y de un patrón de carga lateral incremental y bajo cargas gravitacionales constantes, que se aplican en la misma dirección hasta que la estructura colapse o hasta cierto valor de carga	Configuración Estructural	Geometría en planta	Adimensional
				Altura de entrepiso	m
				Tipos de Elementos Estructurales	Adimensional
			Rotulas Plasticas	Angulo de Rotacion Plastico	radianes
				Esfuerzo Residual	Adimensional
			Propiedades de los elementos estructurales	Fuerza de Compresion de Concreto	kg/cm2
				Esfuerzo de Fluencia del Acero	kg/cm2
				Dimension del elemento estructural	m
			Casos PushOver	Acero de Refuerzo en el elemento estructural	m
				Tipo Empuje Incremental (Push) Tipo Gravitacional (CGNL)	ton ton
V2: Nivel de Desempeño Sísmico.	AURIS, Mary L. en su trabajo de investigación, Análisis del desempeño sísmico en estructuras de instituciones educativas, Perú, 2016 sostiene que el nivel desempeño sísmico es el estado límite establecidas en una función de los posibles daños físicos sobre las edificaciones. Amenaza a la seguridad de los componentes estructurales y no estructurales posterior a un movimiento sísmico.	Control estructural. De acuerdo a la filosofía de diseño de la norma E0.30, nos resume que toda la edificación sin distinguir la categoría debe seguir con su funcionalidad después de haberse excitado por un sismo, para ello la Norma E0.30 contempla una serie de parámetros y requisitos de control de calidad de los resultados obtenidos en el análisis dinámico o estático de un edificio.	Curva Capacidad	Cortante Basal y Desplazamiento al ultimo nivel	Ton-m
			Espectro de Capacidad	Aceleración espectral y Desplazamiento espectral	g - m
			Espectro de Demanda (Formato ADRS)	Aceleración espectral y Desplazamiento espectral	g - m
			Punto de desempeño	Intersección del Espectro de Demanda (Formato ADRS) y Espectro de Capacidad	g-m
Interseccion al igualar Areas entre Curva Capacidad y su Representacion Bilineal	ton-m				

Fuente: Elaboración Propia

CAPITULO III: METODOLOGÍA

3.1. TIPO Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

3.1.1. Tipo de investigación

El tipo de investigación es Aplicada, ya que se trata de aplicar la metodología del análisis no lineal “Pushover”.

3.1.2. Diseño de investigación

De acuerdo a la metodología el proyecto es **Diseño no experimental** del tipo **Transversal descriptivo**, debido a que no se manipulan los valores de las variables, no obstante, se manipularán las características de nuestro objeto de estudio.

En esta investigación se diagnosticará el nivel del desempeño sísmico del edificio en estudio mediante el análisis No Lineal Pushover, tras haber sido sometido a una determinada actividad sísmica, en una zona determinada. Teniendo en cuenta su configuración estructural y las propiedades de sus elementos.

3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA

3.2.1. Población

Está formado por las Edificaciones de Categoría C (Edificaciones Comunes), establecidas en la Norma E030 del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) entre las cuales se encuentran los hoteles no menores a 4 pisos en el distrito de la Banda de Shilcayo.

3.2.2. Muestra

Se aplicó un muestreo no probabilístico por conveniencia y está constituida por el único Hotel - 2 estrellas dentro del área territorial del Distrito de la Banda de Shilcayo. El Hotel seleccionado en la muestra lleva por nombre “Hotel Rio”, es un Hotel inaugurado 11 de enero del 2016. El Hotel Rio consta con 1 edificio de 4 niveles y 1

terrazza, con un sistema estructural tipo pórtico y tiene un área construida 1,030.68 m².

3.3. TÉCNICAS, INSTRUMENTOS Y PROCEDIMIENTO DE RECOLECCIÓN DE DATOS

3.3.1. Técnicas de Recolección de datos

La técnica de recolección de datos utilizada para esta investigación ha sido la observación, la cual nos ha permitido conocer el estado físico actual de la edificación como: sistema constructivo, materiales, estado de conservación, usos de los ambientes, cargas etc. Además, la revisión bibliográfica de trabajos realizados en el ámbito local y nacional, y documentación del Proyecto.

3.3.2. Instrumentos de recolección de datos

Para la recolección de datos y desarrollo de la investigación, los instrumentos a emplearse se han utilizado hojas de cálculo, empleados para el procesamiento de información de los estudios de Mecánicas de Suelos mediante el cual nos permitirán conocer las propiedades físicas y mecánicas del suelo, y la prueba no destructiva del concreto la cual permitirá conocer las propiedades físicas y mecánicas del concreto, y el software para análisis estructural y dimensionamiento de edificios, ETABS 2017.

3.3.3. Procedimientos de Recolección de datos

Se ha hecho uso de un software llamado “ETABS 2017 ultimate 17.0.0”; el cual nos ha permitido estudiar el comportamiento sísmico de la infraestructura del Hotel Rio, una vez obtenido los datos se ha procedido al procesamiento de dicha información obtenida, para su posterior interpretación, teniendo en cuenta las ecuaciones que rigen el control estructural de nuestra normativa E.030. Toda la información recopilada se ha procesado usando tablas de Excel, por lo tanto, el análisis e interpretación de datos, se realiza a partir de

los resultados numéricos obtenidos por el software ETABS 2017, utilizando el método de análisis no lineal Pushover.

CAPITULO IV: RESULTADOS

4.1. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Tabla 5: Cuadro de resultados de los análisis físico –mecánicos

CARACTERSTICAS FÍSICO-MECANICAS	CALICATA N 01		
	M1	M2	M3
Limite Líquido (%) ASTM D-4318	29.70	51.00	17.80
Limite Plástico (%) ASTM D-4318	17.50	22.40	13.60
Índice Plástico (%)	12.20	28.60	4.20
% Pasa Tamiz N° 4	100.00	100.00	56.40
% Pasa Tamiz N° 200 ASTM D 422	38.00	88.00	10.00
Clasificación SUCS ASTM D 2487	SC	CH	GM-SC
Clasificación AASHTO	A-6(1)	A-7-6(18)	A-1-b (0)
Hum Natural" In Situ" (%) ASTM D 2216	-	-	11.20
Profundidad de perforación (m)	0.00 -0.70	0.70 – 2.30	2.30 – 2.80

Fuente: Elaboración Propia

Interpretación

El terreno de fundación donde se proyectó el edificio en estudio tiene un suelo intermedio – Intermedio S2, sin presencia de napa freática, El suelo predominante está conformado por Suelo Tipo (GM-GC) o Grava con mezcla de arena limo y trazas de arcilla, suelo muy húmedo por infiltración de agua, según Clasificación SUCS y según la Clasificación AASHTO pertenecientes a los grupos y sub-grupos A-1-b (0).

4.2. ENSAYO NO DESTRUCTIVO (ESCLEROMETRÍA)

Tabla 6: Resistencia Estimada del Concreto

PRIMER PISO	SEGUNDO PISO	TERCER PISO	CUARTO PISO
COLUMNA	COLUMNA	COLUMNA	COLUMNA
389.00 kg/cm ²	441.52 kg/cm ²	269.38 kg/cm ²	256.74 kg/cm ²
VIGA	VIGA	VIGA	VIGA
314.79 kg/cm ²	315.57 kg/cm ²	255.13 kg/cm ²	295.95 kg/cm ²

Fuente: Elaboración Propia

Interpretación

La resistencia de Concreto a optar es de 210 kg/cm², no se encontraron resistencias bajas durante el ensayo y los elementos estructurales del Hotel Rio se encuentran en óptimas condiciones sin presencia de anomalías estructurales (fisuras, humedecimiento, etc.).

4.3. DETERMINAR LA IRREGULARIDAD, DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS DE LA ESTRUCTURAR SEGÚN NORMA E 0.30

Tabla 7: Irregularidades en Altura de la Estructura

	lax	lay
I. Rig. Piso Blando	1	1
I. Resis. Piso Debil	1	1
I. Extrema Rigi	1	1
I. Extrema Resis	1	1
I. Masa o peso	1	1
I. Geometria Vertical	1	1
I. Sistemas Resis	1	1
I. Extrema Sistemas Resis	1	1
Usar	1	1

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8: Irregularidades en Planta de la Estructura

	lpx	lpy
I. Torsional	1	1
I. Torsional Extrema	1	1
I. Esquina Entrante	0.9	0.9
I. Discontinuidad	1	1
I. Sistema No Parale	1	1
Usar	0.9	0.9

Fuente: Elaboración Propia

+ Interpretación:

De la tabla 07 y tabla 08, correspondiente al análisis sísmico “Dinámico Espectral” realizado del proyecto, con valores iniciales de $l_x = 1$ e $l_y = 1$, se obtuvo que la estructura en el eje X y en el eje Y, presentan Irregularidades en planta.

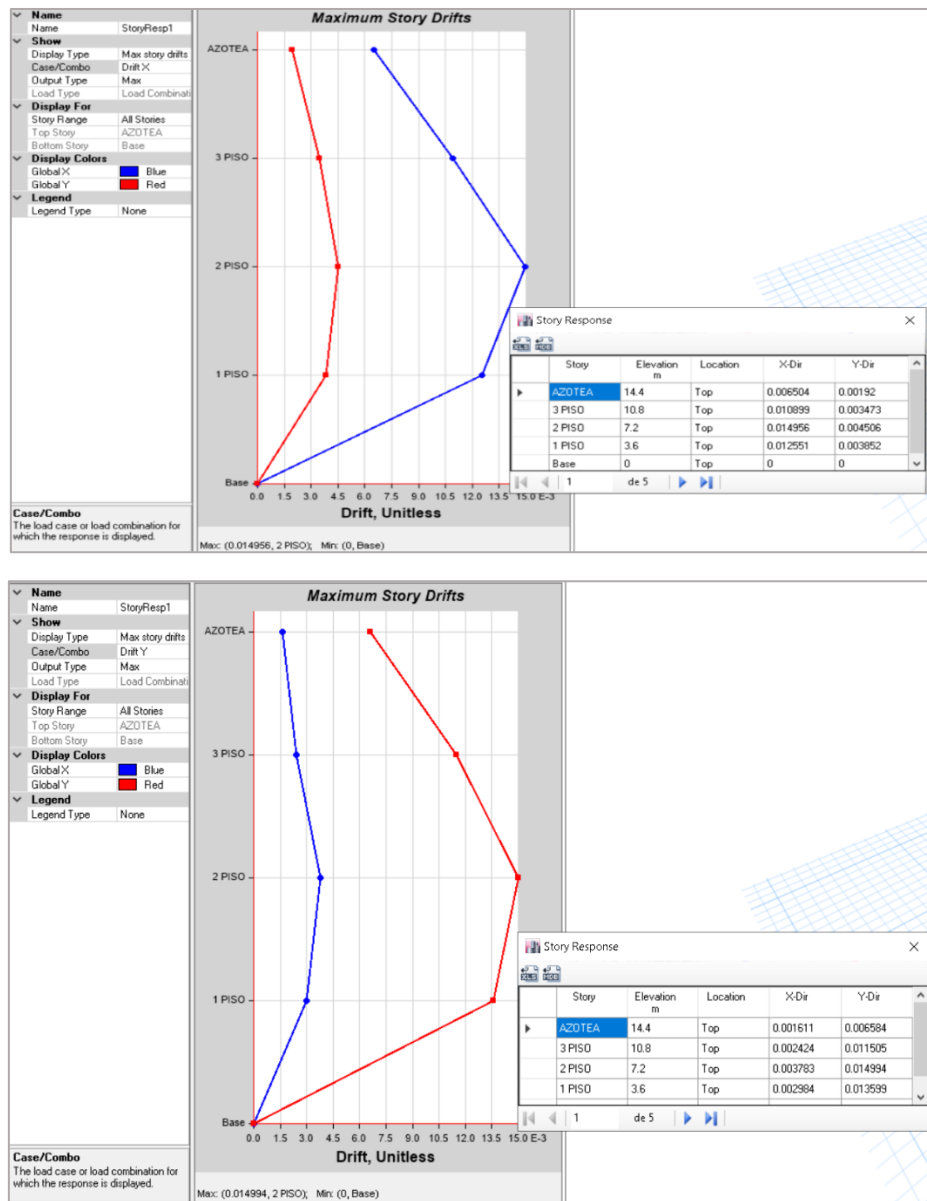
Tabla 9: Verificación de Desplazamientos y Derivas de Entrepiso

					0.85*R =	6.12
Story	Load Case/Combo	UX	Hentrepiso	Desplazamientoreal	Distorsion	NORMA
		m				
Piso 4	Sdx Max	0.02642	3.6	0.003826	0.006504	SI CUMPLE
Piso 3	Sdx Max	0.02259	3.6	0.006411	0.010899	NO CUMPLE
Piso 2	Sdx Max	0.01618	<u>3.6</u>	0.008798	0.014956	NO CUMPLE
Piso 1	Sdx Max	0.00738	3.6	0.007383	0.012551	NO CUMPLE

					0.85R =	6.12
Story	Load Case/Combo	UY	Hentrepiso	Desplazamientoreal	Distorsion	NORMA
		m				
Piso 4	Sdy Max	0.02746	3.6	0.003873	0.006584	SI CUMPLE
Piso 3	Sdy Max	0.02359	3.6	0.006768	0.011505	NO CUMPLE
Piso 2	Sdy Max	0.01682	3.6	0.008820	0.014994	NO CUMPLE
Piso 1	Sdy Max	0.00800	3.6	0.007999	0.013599	NO CUMPLE

Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 12: Representación Gráfica de las Derivas Máximas, Eje X e Eje Y



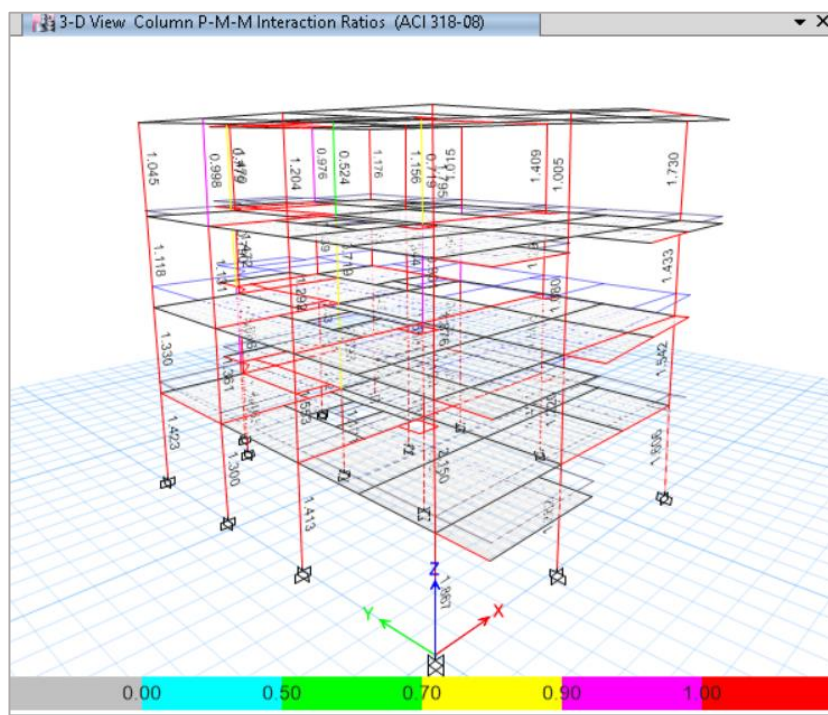
Fuente: Etabs vs 17

Interpretación:

De la tabla 09 y de la Ilustración 12, correspondiente al análisis sísmico “Dinámico Espectral” realizado del proyecto teniendo en cuenta la estructura existente, se obtuvo que la mayor deriva de la estructura en el Eje X y Eje Y, se dio en el segundo nivel con 0.01495 y 0.01499 respectivamente.

4.4. DETERMINAR LA RELACIÓN DEMANDA-CAPACIDAD DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Ilustración 13: Vista 3D del Modelo Matemático y Revisión de Ratios de Demanda Capacidad



Fuente: Etabs vs 17

Tabla 10: Verificación de Ratios de Demanda Capacidad

#Columna por piso: 15

	0.00-0.50		0.50-0.70		0.70-0.90		0.90-1.00		< 1.00	
	N# Col	% Col	N# Col	% Col	N# Col	% Col	N# Col	% Col	N# Col	% Col
AZOTEA	0	0.00%	1	6.67%	1	6.67%	2	13.33%	10	66.67%
TERCER NIVEL	0	0.00%	0	0.00%	2	13.33%	2	13.33%	11	73.33%
SEGUNDO NIVEL	0	0.00%	0	0.00%	1	6.67%	1	6.67%	13	86.67%
PRIMER NIVEL	0	0.00%	0	0.00%	0	0.00%	0	0.00%	15	100.00%

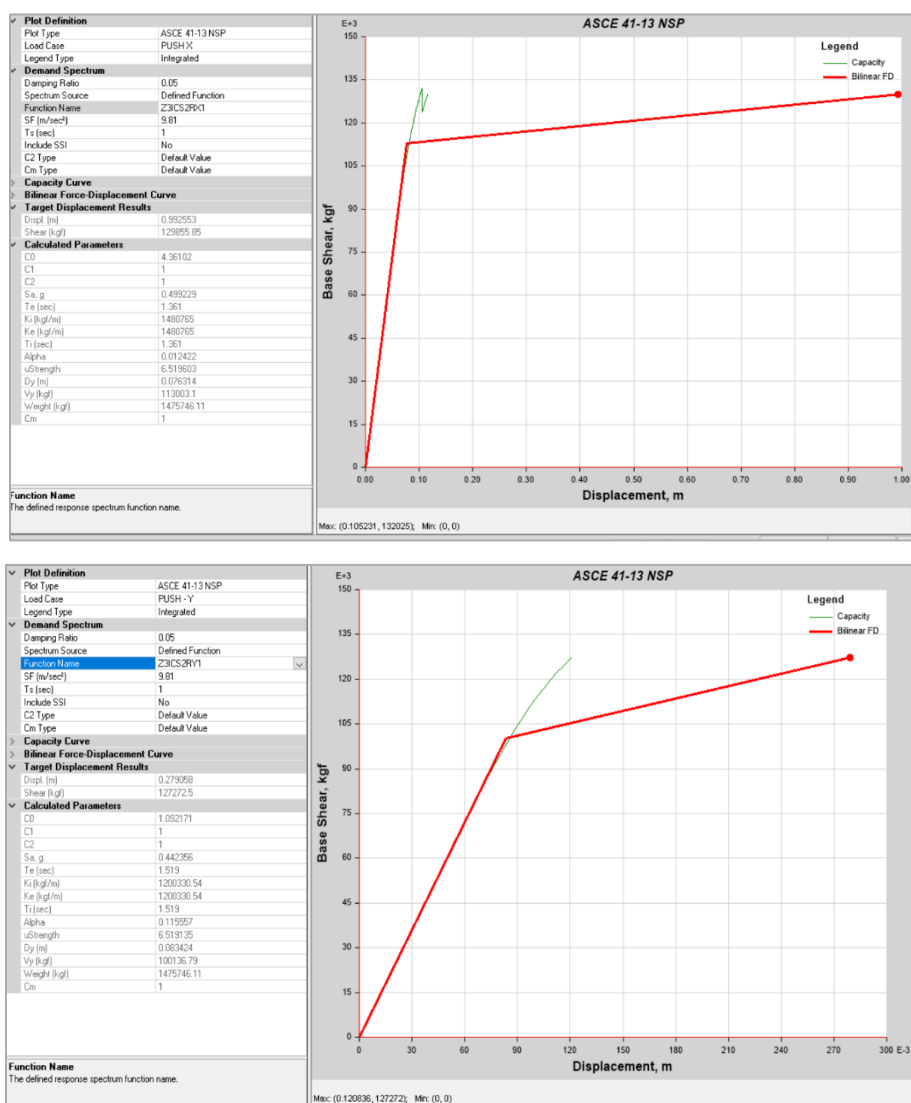
Fuente: Elaboración Propia

+ Interpretación:

De la Ilustración 13 y Tabla 10, nos indica que en todos los niveles hay un gran porcentaje de Columnas que exceden en 1 la relación demanda-capacidad, es decir si el ratio $D/C > 1.00$.

4.5. APLICAR EL ANÁLISIS NO LINEAL PUSHOVER, SEGÚN CONSIDERACIONES ASCE 41-13, FEMA 440 Y E 0.30, PARA OBTENER EL PUNTO DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA.

Ilustración 14: Curva Capacidad y Representación Bilineal según ASCE 41-13, FEMA 440 y E 0.30 para obtener el punto de desempeño (Dirección X y Y)



Fuente: Etabs vs 17

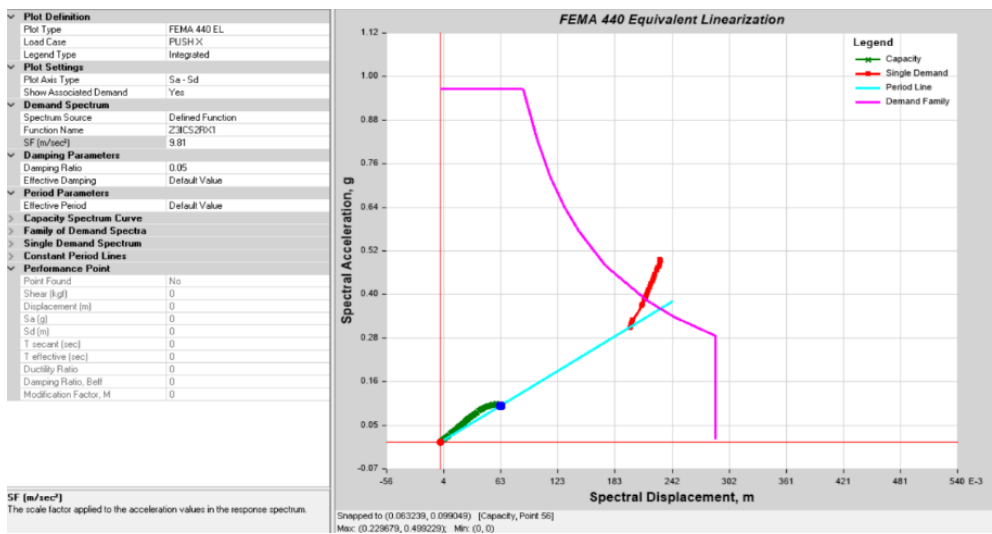
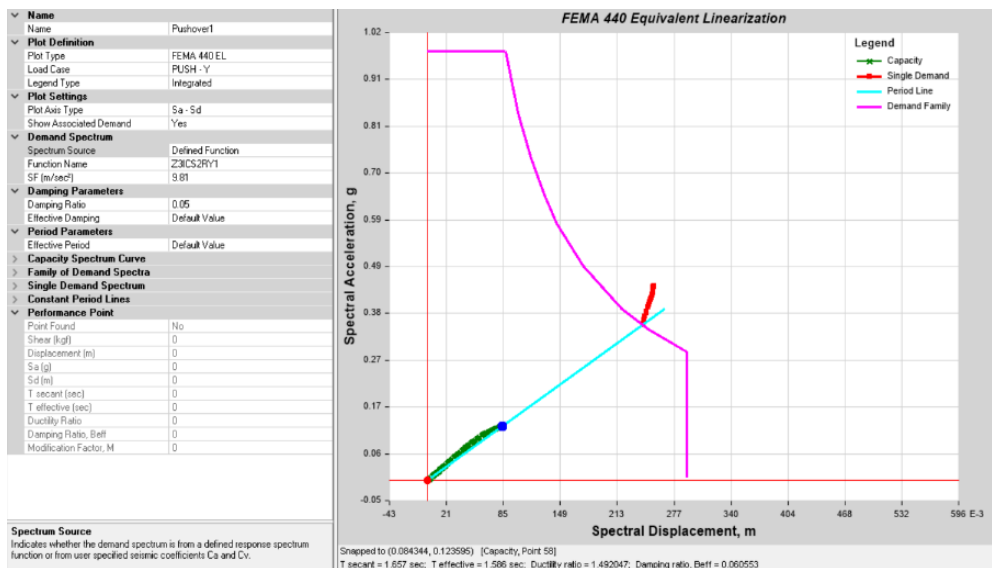
🔗 Interpretación:

De la Ilustración 14, ambos sentidos el desplazamiento objetivo o punto de desempeño, está muy por encima del desplazamiento calculado de la curva capacidad, por ende, nos da un resultado no

satisfactorio, llevando a la estructura a un colapso inminente, la ductilidad en la dirección X es $D_u/D_y = 0.1156/0.07631 = 1.51$ y en la dirección Y $D_u/D_y = 0.1208/0.0834 = 1.45$

4.6. APLICAR EL ANÁLISIS NO LINEAL PUSHOVER, SEGÚN CONSIDERACIONES FEMA 440 Y E 0.30, PARA OBTENER EL PUNTO DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA.

Ilustración 15: Espectro Capacidad y Espectro de Demanda Reducida (Formato ADRS) según FEMA 440 y E 0.30 para obtener el punto de desempeño (Dirección X y Y)



Fuente: Etabs vs 17

Interpretación:

De la ilustración 15, en ambas direcciones, no se obtuvo el punto de desempeño de la estructura, tampoco se puede determinar la ductilidad de la estructura, la estructura colapsa y carece de ductilidad y resistencia ante un Sismo de Diseño (Sismo Raro) de la Norma Técnica Peruana E 0.30, que tiene un Periodo de Retorno de 475 años y una probabilidad de excedía del 10% en 50 años, aplicando las consideraciones de FEMA 440.

CAPITULO V: DISCUSIÓN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. DISCUSIÓN

5.1.1. Estudio de Mecánica de Suelos

- Realizado el Estudio de mecánica de Suelos, se determinó que el tipo suelo donde se proyectó el edificio, es un suelo Intermedio (S2), típico de los suelos en la Zona Selva. No se presenció napa freática dentro de la profundidad de excavación el cual nos hace notar que la zona retiene humedades ante eventualidades extraordinarias. El suelo predominante está conformado por Suelo Tipo (GM-GC) o Grava con mezcla de arena limo y trazas de arcilla, suelo muy húmedo por infiltración de agua, según Clasificación SUCS Y según la Clasificación AASHTO pertenecientes a los grupos y sub-grupos A-1-b (0).

5.1.2. Ensayo no destructivo (Esclerometría)

- Para esta prueba se realizó el ensayo no destructivo (Esclerometría), en la cual deberá estar ajustado a la norma ASTM C805, arrojándonos valores aceptables para la homogeneidad y estimación de la resistencia del concreto, es preciso mencionar que para efectuar la prueba la norma específica que la superficie tiene que ser lisa, de no ser así se deberá en lo posible preparar la zona a trabajar mediante la piedra porosa que se adjunta al equipo.

5.1.3. Determinar la irregularidad, desplazamientos y derivas de la Estructura según Norma E 0.30

- La tabla 07 y tabla 08, nos permitió determinar las irregularidades que presenta la estructura existente, mediante el análisis obtuvimos resultados de irregularidades en la dirección X $I_a = 1$ $I_p = 0.90$ en la dirección Y $I_a = 1$ $I_p = 0.90$, en ambos sentidos correspondientes a Irregularidad por Esquina Entrante, dichos valores afectan al valor del Factor de Reducción Sísmica (R_0), por consiguiente, también modificara en el comportamiento sísmico de la estructura.
- La tabla 09, nos permitió determinar los desplazamientos y las derivas de entrepiso de la estructura en su configuración existente, mediante el análisis obtuvimos resultados máximos de deriva en el Eje X y Eje Y, se dio en el segundo nivel con 0.01495 y 0.01499 respectivamente, sin embargo este último valor referente a la deriva, supera al máximo permitido por la Norma E 0.30, en cuanto al control por distorsión que es de 0.007, dándonos a entender que el comportamiento de la estructura puede ocasionar daños estructurales, a razón que no cumple con la filosofía de diseño de la NTP E 0.30.

5.1.4. Determinar la relación demanda-capacidad de los elementos estructurales

De la Ilustración 13 y tabla 10, nos indica que en todos los niveles hay un gran porcentaje de Columnas que exceden en 1 la relación demanda-capacidad, es decir si el ratio $D/C > 1.00$ significa que el elemento está siendo sometido a sollicitaciones mayores a la que es capaz de soportar siendo un dimensionado deficiente.

5.1.5. Aplicar el análisis no Lineal Pushover, según consideraciones ASCE 41-13, FEMA 440 y E 0.30, para obtener el punto de desempeño de la estructura.

- En ambos sentidos el desplazamiento objetivo o punto de desempeño, está muy por encima del desplazamiento calculado de la curva capacidad, dándonos a entender que la estructura carece de ductilidad, que es la propiedad de experimentar deformaciones máximas más allá del rango elástico del elemento estructural, es decir la poca capacidad y resistencia de los elementos estructurales para incursionar aun rango inelástico, llevando a la estructura a un colapso inminente.

5.1.6. Aplicar el análisis no Lineal Pushover, según consideraciones FEMA 440 y E 0.30, para obtener el punto de desempeño de la estructura

- En ambas direcciones, no se obtuvo el punto de desempeño de la estructura, tampoco se puede determinar la ductilidad de la estructura, la estructura colapsa, debido a que carece de ductilidad y resistencia ante un Sismo de Diseño (Sismo Raro) de la Norma Técnica Peruana E 0.30, que tiene un Periodo de Retorno de 475 años y una probabilidad de excedía del 10% en 50 años. Teniendo en cuenta también que ante el Sismo de Diseño y siguiendo los parámetros de la NTP E 0.30 en un rango elástico la estructura no cumplía también con la deriva inelástica permisible de 0.007.

5.2. CONCLUSIONES

5.2.1. Estudio de Mecánica de Suelos

El terreno de fundación donde se proyectó y construyó el edificio en estudio tiene un suelo intermedio – Intermedio S2, sin presencia de napa freática, El suelo predominante está conformado por Suelo Tipo (GM-GC) o Grava con mezcla de arena limo y trazas de arcilla, suelo muy húmedo por infiltración de agua, según Clasificación SUCS Y según la Clasificación AASHTO pertenecientes a los grupos y sub-grupos A-1-b (0).

5.2.2. Ensayo no destructivo (Esclerometría)

No se encontraron resistencias bajas durante el ensayo y los elementos estructurales del Hotel Rio se encuentran en óptimas condiciones sin presencia de anomalías estructurales (fisuras, humedecimiento, etc.) por lo que, la resistencia de concreto a optar es de 210 kg/cm².

5.2.3. Determinar la irregularidad, desplazamientos y derivas de la Estructura según Norma E 0.30

El Edificio Existente presenta irregularidad en planta en ambas direcciones, específicamente de Esquina Entrante, también presenta derivas mayores a lo especificado como control de la Norma E 0.30, que nos da entender que la Estructura Existente no tiene un adecuado comportamiento sísmico, y que puede ocasionar daños estructurales, a razón de que no cumple con la filosofía de diseño de la NTP E 0.30.

5.2.4. Determinar la relación demanda-capacidad de los elementos estructurales

La estructura existente evaluado en un rango elástico e inelástico en un gran porcentaje de los elementos estructurales, no cumplen con la relación demanda capacidad, ante un Sismo de Diseño según la NTP 0.30.

5.2.5. Aplicar el análisis no Lineal Pushover, según consideraciones ASCE 41-13, FEMA 440 y E 0.30, para obtener el punto de desempeño de la estructura

El desplazamiento ultimo u objetivo de la representación Bilineal de la Curva Capacidad excede en gran manera al desplazamiento calculado de la Curva Capacidad de la Estructura o Curva Pushover. La Estructura carece de ductilidad, dándonos un valor para la dirección X de $D_x = 1.51$ y para la dirección Y $D_y = 1.45$.

5.2.6. Aplicar el análisis no Lineal Pushover, según consideraciones FEMA 440 y E 0.30, para obtener el punto de desempeño de la estructura

El Espectro de Capacidad no llega a interceptarse con el Espectro de demanda reducido (Formado ADRS), por lo tanto, no es posible determinar el desempeño sismo de la estructura y tampoco su ductilidad, pero si nos da a entender que la estructura carece de ductilidad y resistencia.

5.3. RECOMENDACIONES

- La estructura presenta irregularidad por esquina entrante, que según la norma E 0.30 nos muestra que "La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta" por cual se recomienda tener un criterio técnico basado en dicha norma para realizar el diseño arquitectónico, y así obtener una configuración estructural que permita que la edificación tenga un óptimo desempeño ante acciones sísmicas, es muy importante también mencionar que para posteriores diseños y construcciones de edificaciones, la norma FEMA nos muestra recomendaciones para evitar la irregularidad por esquina entrante, como son: Separar la estructura del edificio en formas más simples (caso de plantas en forma de T, L, I, o Cuadrada con Vacío Central), utilizar elementos de gran rigidez en las uniones de las esquinas.
- La estructura existente evaluado en un rango elástico e inelástico en un gran porcentaje de los elementos estructurales, no cumplen con la relación demanda capacidad ante un Sismo de Diseño según la NTP 0.30, además, la estructura carece de ductilidad, por lo cual se recomienda que los elementos estructurales necesitan tener una intervención en cuanto a su reforzamiento estructural. Los reforzamientos estructurales que se pueden recomendar son los

siguientes: encamisado y reforzamiento de columnas con fibra de carbono.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1.- AGUIAR, R & Ruiz, S. *“Influencia de los modelos de plasticidad en la respuesta sísmica obtenida mediante el método del espectro de capacidad”*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, México. 2002.
- 2.- A.H. BARBAT (12 de marzo de 2015). Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería. Disponible en: <https://core.ac.uk/download/pdf/81582217.pdf>
- 3.- AURIS, Mary. *“Análisis del Desempeño Sísmico en Estructuras de Instituciones Educativas del sector de Azapampa, Distrito de Chilca, Huancayo”*, Huancayo (tesis pregrado). Universidad Peruana Los Andes, Perú, 2017.
- 4.- CALCINA, Ramón. *“Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de once pisos utilizando análisis estático y dinámico no-lineal”*. [Tesis para obtener el grado académico de Maestro en Ingeniería Civil con mención en estructuras], Universidad Privada de Tacna, Perú. Tacna, Perú. 2017.
- 5.- DELGADILLO, Julio. *“Análisis no lineal estático de estructuras”*. [Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil], Universidad Nacional de Ingeniería, Perú. Lima, Perú. 2005
- 6.- DUARTE, Cesar. MARTINEZ, Marlo. SANTAMARIA, José. *“Análisis estático no lineal (pushover) del cuerpo central del edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad De El Salvador.”* [Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil], Universidad De El Salvador, El Salvador, El Salvador, El Salvador .2017
- 7.- FUENTES, Norman. *“Desempeño sísmico de un edificio de cinco niveles de concreto armado mediante el análisis estático no lineal (pushover)”*.

[Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil], Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo, Perú, Huaraz, Perú. 2018

- 8.- GUEVARA, Nicolás. OSORIO, Sergio. VARGAS, Edgardo. “*Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la Biblioteca de las Ingenierías y arquitectura, utilizando análisis estático no lineal (Pushover).*” [Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil], Universidad De El Salvador, El Salvador, El Salvador, El Salvador. 2006
- 9.- JARAMILLO, Ricardo & RIVEROS, Carlos E. “*Análisis no lineal dinámico tridimensional de edificios en concreto reforzado sometido a los registros del sismo de Quetame*”. Director: Ing.Msc Daniel Mauricio
- 10.- MORALES VILLAGRAN, Edwin. “*Diagnostico Estructural en base a la curvatura de capacidad del Edificio de Apartamentos denominados Ciurana ubicado en la Ciudad de Ambato, Provincia de Tungurahua.*” [Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil], Universidad Técnica de Ambato Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica carrera de Ingeniería Civil, Ambato, Ecuador. 2017
- 11.- PAREDES, Miguel. “*Evaluación del Desempeño Sismorresistente de un Edificio destinado a vivienda en la ciudad de Lima aplicado e Análisis Estático no Lineal Pushover*”, Lima (tesis pregrado). Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Facultad de Ingeniería, Perú, 2016.
- 12.- SALINAS, Luis. “*Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de la estructura existente de concreto armado sin juntas sísmicas de la Institución Educativa Inicial Primeria y Secundaria de Menores N°600014*”, San Juan Bautista – Loreto (Tesis pregrado). Universidad Científica del Perú, Perú, 2018.
- 13.- VERGARA, Victoria. “*Análisis sísmico por Desempeño Estático no Lineal de un Edificio de 6 niveles en la ciudad de Trujillo*”, La Libertad (tesis pregrado). Universidad Privada Antenor Orrego, Facultad de Ingeniería, Perú, 2014.

ANEXOS

ANEXOS

ANEXO 1. MATRIZ DE CONSISTENCIA

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPOTESIS	VARIABLES
<p style="text-align: center;"><u>Principal</u></p> <p>¿El nivel de desempeño sísmico de la Infraestructura del Hotel Río realizado mediante el Análisis Estático No Lineal Pushover, es de seguridad de vida?</p>	<p style="text-align: center;"><u>General</u></p> <p>Determinar el nivel de Desempeño Sísmico mediante el Análisis no Lineal Pushover de la Infraestructura del Hotel Río, Distrito de la Banda de Shilcayo, San Martín 2020.</p>	<p style="text-align: center;"><u>Principal</u></p> <p>El nivel de desempeño sísmico de la Infraestructura del Hotel Río realizado mediante el Análisis No Lineal Pushover, es de seguridad de vida.</p>	<p style="text-align: center;"><u>Dependiente</u></p> <p>Nivel de Desempeño Sísmico</p>
<p style="text-align: center;"><u>Secundarios</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • ¿El análisis de mecánica de suelo nos ayudara a determinar el tipo de suelo? • ¿El ensayo no destructivo(esclerometría) ayudará a determinar la resistencia del concreto de los elementos estructurales? • ¿La Irregularidad, los desplazamientos y derivas por piso de la estructura cumplen con lo establecido en la norma E.030 del 	<p style="text-align: center;"><u>Específicos</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Realizar el Estudio de Mecánica de Suelos para determinar el tipo de Suelo • Realizar el ensayo no destructivo (esclerometría) para determinar la resistencia del concreto de los elementos estructurales. • Determinar si la Irregularidad, los desplazamientos y derivas por piso de la estructura cumplen con lo establecido en la Norma E.030 del 	<p style="text-align: center;"><u>Secundarias</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • El tipo de suelo es S2, correspondiente a un Suelo Intermedio. • La resistencia del concreto de los elementos estructurales es de $F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ según los planos. • La Irregularidad, los desplazamientos y derivas por piso de la estructura cumplen con lo establecido en la norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones. 	<p style="text-align: center;"><u>Independiente</u></p> <p>Análisis no lineal Pushover de la Infraestructura.</p>

<p>Reglamento Nacional de Edificaciones?</p> <ul style="list-style-type: none"> • ¿Las dimensiones de los elementos estructurales satisfacen la relación demanda – capacidad según el método de análisis No Lineal Pushover, frente a los eventos sísmicos? • ¿La aplicación del análisis no lineal “Pushover” a la estructura, siguiendo las consideraciones del ASCE 41-13, Fema 440 y E 030, permitirá obtener la gráfica Curva de Capacidad y Representación Bilineal de la Curva Capacidad que nos ayudará a obtener el punto de desempeño de la estructura? • ¿La aplicación del análisis no lineal “Pushover” siguiendo las consideraciones del Fema 440 y E 0.30, permitirá graficar el Espectro Capacidad, Representación Bilineal del Espectro Capacidad, Espectro de Demanda Reducida (Formato ADRS), que nos ayudará a obtener el punto de desempeño de la estructura? 	<p>Reglamento Nacional de Edificaciones.</p> <ul style="list-style-type: none"> • Determinar si las dimensiones de los elementos estructurales satisfacen la relación demanda sísmica – capacidad estructural según el método de análisis No Lineal Pushover, frente a los eventos sísmicos. • Aplicar el análisis no lineal “Pushover” a la estructura, siguiendo las consideraciones del ASCE 41-13, Fema 440 y E 030, permitirá obtener la gráfica Curva de Capacidad y Representación Bilineal de la Curva Capacidad que nos ayudará a obtener el punto de desempeño de la estructura. • Aplicar el análisis no lineal “Pushover” siguiendo las consideraciones del Fema 440 y E 0.30, permitirá graficar el Espectro Capacidad, Representación Bilineal del Espectro Capacidad, Espectro de Demanda Reducida (Formato ADRS) , que nos ayudará a obtener el punto de desempeño de la estructura 	<ul style="list-style-type: none"> • Las dimensiones de los elementos estructurales satisfacen la relación demanda sísmica – capacidad estructural según el método de análisis no lineal Pushover, frente a eventos sísmicos. • La aplicación del análisis no lineal “Pushover” a la estructura, siguiendo las consideraciones del ASCE 41-13, Fema 440 y E 030, permite graficar la Curva de Capacidad y Representación Bilineal de la Curva Capacidad que nos ayudará a obtener el punto de desempeño de la estructura. • La aplicación del análisis no lineal “Pushover” siguiendo las consideraciones del Fema 440 y E 0.30, permite graficar el Espectro Capacidad, Representación Bilineal del Espectro Capacidad, Espectro de Demanda Reducida (Formato ADRS), que nos ayudará a obtener el punto de desempeño de la estructura 	
---	--	---	--

Fuente: *Elaboración Propia*

ANEXO 2. INSTRUMENTO DE RECOLECCIÓN DE DATOS

2.1. ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

PROYECTO:

“ESTUDIO DEL NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE EL ANÁLISIS NO LINEAL PUSHOVER DE LA INFRAESTRUCTURA DEL HOTEL RÍO, DISTRITO DE LA BANDA DE SHILCAYO, SAN MARTÍN 2020”

2.1.1. Generalidades

2.1.1.1. Introducción

El estudio efectuado para el presente proyecto, tiene como finalidad obtener la información necesaria de los suelos subyacentes en sus condiciones naturales, por lo cual es necesaria su evaluación “IN SITU”, mediante ensayo apropiado en el Laboratorio.

Por tal fin se ha llevado a cabo un programa de investigaciones geotécnicas que consistió en:

- Inspección Técnicas de las Áreas de Interés.
- Estudio Geológico – Geomorfológico de la Zona.
- Ejecución de Calicatas en el Área del Terreno.
- Toma de muestras alteradas e inalteradas.
- Ejecución de Ensayos en Laboratorio.
- Análisis de trabajos en laboratorio.
- Perfil estratigráfico.
- Conclusiones y Recomendaciones.

2.1.1.2. Objeto del Estudio

El presente Estudio tiene por finalidad realizar una evaluación de las condiciones Geotécnicas de los Componentes del Suelo de Cimentación, esta evaluación Geotécnica está orientada a definir las Características Físicas y Mecánicas del Subsuelo, para establecer los parámetros que gobiernan su resistencia, compresibilidad y permeabilidad ante sollicitaciones de carga. En el lugar donde se proyecta el Hotel Rio, y así poder determinar de esta manera las condiciones de cimentación más adecuadas.

2.1.1.3. Ubicación

El lugar donde se efectuó el Estudio, por ser de interés para el **ESTUDIO DEL NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE EL ANÁLISIS NO LINEAL PUSHOVER DE LA INFRAESTRUCTURA DEL HOTEL RÍO, DISTRITO DE LA BANDA DE SHILCAYO, SAN MARTÍN 2020**”, se encuentra ubicada en el distrito de La Banda de Shilcayo, Provincia y Región de San Martín.

2.1.1.4. Características Estructurales del Proyecto

a) Características Generales

➤ Número de niveles

El edificio consta de 4 niveles.

➤ Área de Estudio

El edificio consta con un área de 244.87 m².

2.1.1.5. Geología y Geomorfología del Área en Estudio

San Martín, se encuentran formando parte de la faja Sub-Andina (Selva Alta) y la llanura amazónica (Selva Baja), siendo ambas el resultado del proceso de deformación tectónica intensificados Mio-Plioceno asociadas con fallas y bloques en el basamento pre-mesozoico.

En el Mapa Geomorfológico del área en estudio se han diferenciado tres grupos de unidades

Los dos primeros corresponden a la faja sub-andina y son geo formas mayormente resultantes de los procesos de levantamiento y erosión. El tercer grupo pertenece a la llanura Amazónica y está caracterizado por una depresión donde se tiene geo formas de acumulación y erosión.

2.1.2. METODOLOGIA DE ESTUDIO

Para la obtención de los fines propuestos fue necesario realizar trabajos en campo, ensayos en laboratorio y cálculos de gabinete.

Los trabajos de campo consistían en el reconocimiento general de todo el área y la **excavación de Uno (01) calicata exploratoria;** donde se han extraído muestras del tipo (Mab) y (Mit) según lo estipulan las **Normas Técnicas E -0.50, NTP 339.151, ASTM D1587 Y ASTM D4220**, las que fueron muestreadas sistemáticamente, obteniéndose muestras representativas de cada uno de los estratos diferenciados.

Las muestras extraídas de los pozos exploratorios fueron ensayados con el objeto de conocer las características físicos-mecánicas de los suelos, que constituyen los diferentes estratos y determinar de esta manera los parámetros sísmicos necesarios para el proyecto.

2.1.2.1. Trabajo de Campo

2.1.2.1.1. Excavación de Calicatas

En el área indicada, se procedió a excavar 01 pozo exploratorio. El pozo en mención llegó hasta la profundidad máxima de 2.80 m. debajo del nivel natural del terreno, procediéndose a tomar muestras a cada uno de los estratos muestreados.

2.1.2.1.2. Toma de Muestra

Dado el carácter Granular de todos los horizontes de los suelos encontrados en la excavación solo se tomaron muestras distribuidas representativas. Estas muestras fueron envasados y debidamente identificadas su estudio en el laboratorio.

2.1.2.1.3. Ensayos de Laboratorio

Las muestras representativas fueron clasificadas y seleccionadas siguiendo la Norma A.S.T.M D-2488 (Practica recomendada por la descripción de suelos y remitidos al laboratorio donde fueron sometidos a los siguientes ensayos:

Análisis Granulométrico:

Se realizaron análisis granulométricos por Tamizado con la seria de Tamices de acuerdo a lo especificado en la Norma **ASTM D-422**. Estos análisis solo se realizarán en la parte de la muestra que pasa por la malla N° 2” habiéndose determinado la fracción menor que la malla N° 200 por vía húmeda.

Límites de Atterberg

Con la fracción menor que el Tamiz N° 40 se determinaron los Límites de Consistencia, obteniéndose el Límite Líquido y Límite Plástico, de acuerdo a la Norma **A.S.T.M D-4318**, con los valores encontrados se calculó el Índice Plástico.

Humedad Natural

A todas las muestras obtenidas de las calicatas excavadas se les determino el contenido de Humedad Natural, siguiendo la Norma **ASTM D – 2216**.

2.1.2.1.4. Trabajos de Gabinete

Se preparó columnas estratigráficas de cada calicata empleándose para ellos los registros de Campo y los resultados de los ensayos de laboratorio.

Posteriormente se confecciono el perfil estratigráfico que se adjunta, el cual fue preparado en base a la clasificación de

suelos, Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (**S.U.C.S**) y **AASHTO**.

En la columna estratigráfica, se muestra la disposición tanto horizontal como vertical de los estratos, el espesor de cada uno de ellos y sus características principales de cada uno de los suelos identificados durante el estudio.

2.1.3. CARACTERISTICAS SISMICAS DEL AREA DEL PROYECTO

Dentro del territorio peruano se ha establecido diversas zonas sísmicas, las cuales presentan diferentes características de acuerdo a la mayor o menor presencia de los sismos.

Según la nueva Norma Sismo Resistente (NTE. E-030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, El distrito de La Banda de Shilcayo, se encuentra en la Zona 3 correspondiente a una sismicidad moderada de intensidad media mayor de VI en la Escala de Mercalli Modificado (Escala de Richter) hipocentros de profundidad intermedia y de intensidad entre VI Y XI.

Según estudios realizados la expansión sísmica que alcanzara la fuera horizontal o cortante en la base debido a la acción sísmica se determina por la siguiente formula:

$$H = \frac{Z \times U \times C \times S}{R_d}$$

Tabla 11: Parámetros sísmicos

Factor	Valor	Observaciones
Factor de Zona (Z)	0.35	Zona 3
Factor de Uso (U)	1	Cat.de Edifica. C
Factor de Suelos (S)	1.15	SUELO S2
Periodo de Vibración del suelo	Tp = 0.6 TI = 2.0	Norma E 0.30

Fuente: Elaboración Propia

2.1.4. CONCLUSIONES

Las Conclusiones que se pueden determinar en el presente Estudio de Mecánica de Suelos, de acuerdo en la Estratigrafía y las Características Físicos- Mecánicas de los suelos encontrados en la zona investigada se indican a continuación.

Se realizó Una (01) calicata de 2.80 m de profundidad, cuyas características Físico- Mecánicas se describe a continuación.

Tabla 12: Cuadro de resultados de los análisis físico –mecánicos

CARACTERSTICAS FISICO-MECANICAS	CALICATA N 01		
	M1	M2	M3
Limite Liquido (%) ASTM D-4318	29.70	51.00	17.80
Limite Plástico (%) ASTM D-4318	17.50	22.40	13.60
Índice Plástico (%)	12.20	28.60	4.20
% Pasa Tamiz N° 4	100.00	100.00	56.40
% Pasa Tamiz N° 200 ASTM D 422	38.00	88.00	10.00
Clasificación SUCS ASTM D 2487	SC	CH	GM-SC
Clasificación AASHTO	A-6(1)	A-7-6(18)	A-1-b (0)
Hum Natural" In Situ" (%) ASTM D 2216	-	-	11.20
Profundidad de perforación (m)	0.00 -0.70	0.70 – 2.30	2.30 – 2.80

Fuente: Elaboración Propia

2.1.5. DESCRIPCION DE LOS REGISTROS DE EXCAVACION

➤ **CALICATA N° 01**

○ **ESTRATO SUPERIOR**

Está conformado por **Suelo Tipo (SC) o Arena Arcillo Limosa, contiene 36% de piedra arenisca de alta dureza de forma subangular y sub redondeada retenido en el tamiz 2” m se**

observa presencia de material orgánico con un 3%, según Clasificación SUCS Y según la Clasificación AASHTO pertenecientes a los grupos y sub-grupos A-6(1) a una profundidad de 0.00-0.70 m.

○ **ESTRATO INTERMEDIO**

Está conformado por **Suelo Tipo (CH) o Limo Inorgánico de alta plasticidad, contiene hojas, raíces y raicillas en estado de descomposición**, según Clasificación SUCS Y según la Clasificación AASHTO pertenecientes a los grupos y sub-grupos A-7-6(18), a una profundidad de 0.70-2.30 m.

○ **ESTRATO INFERIOR**

Está conformado por **Suelo Tipo (GM-GC) o Grava con mezcla de arena limo y trazas de arcilla, suelo muy húmedo por infiltración de agua**, según Clasificación SUCS Y según la Clasificación AASHTO pertenecientes a los grupos y sub-grupos A-1-b (0), cuya Humedad Natural "IN SITU" alcanza a 11.20% a una profundidad de 2.30-2.80 m.

2.1.6. SUELOS PREDOMINANTES

El suelo predominante en el área de estudio **Calicata N° 01**, corresponde al suelo tipo **(GM-GC) o Grava con mezcla de arena limo y trazas de arcilla, suelo muy húmedo por infiltración de agua**, según la clasificación SUCS, cuyas características Físicos-Mecánicas son los siguientes:

- | | |
|--------------------------------|----------|
| ○ Limite Liquido | = 17.80% |
| ○ Índice de Plasticidad | = 4.20 % |
| ○ %Finos que pasa tamiz N° 200 | = 10.00% |
| ○ Humedad Natural "IN SITU" | = 11.20% |

No se encontró Suelos Granulares (Arena Limpia) ni material orgánico, es muy poco probable la Ocurrencia del Fenómeno de **LICUEFACCIÓN**.

Ilustración 16: Calicata 01 - Ensayo de Mecánica de Suelos



2.2. ENSAYO NO DESTRUCTIVO (ESCLEROMETRÍA)

Primero se hizo la evaluación de las estructuras para lo cual se tuvo en cuenta el acabado del concreto, una vez verificado y evaluado datos para el informe, se solicitó los puntos a ensayar, solicitándose en total 16 puntos:

- **Primer Piso:** (02 puntos en columnas y 02 puntos en vigas).
- **Segundo Piso:** (02 puntos en columnas y 02 puntos en vigas).
- **Tercer Piso:** (02 puntos en columnas y 02 puntos en vigas).
- **Cuarto Piso:** (02 puntos en columnas y 02 puntos en vigas).

Para el ensayo de esclerometría, se utilizó el Martillo para ensayo de concreto lo cual se utiliza como instrumento de control y ensayo para medir la calidad, homogeneidad y estimar la resistencia del concreto in situ.

En esta oportunidad se utilizó el esclerómetro, para estimar la calidad del concreto, en estructuras que han sido construidas con la finalidad de estimar su resistencia, homogeneidad y determinar su uso.

Este método cumple con las normas ASTM C-805, conteniendo curvas de calibración en las que se compara el número de rebotes con la resistencia a la compresión.

Es preciso mencionar que para efectuar la prueba la norma específica que la superficie tiene que ser lisa, de no ser así se deberá en lo posible preparar la zona a trabajar mediante la piedra porosa que se adjunta al equipo.

Para la medida de cada una de las estructuras se realizaron pruebas en casi toda la estructura para poder verificar el estado de cada parte de la misma, promediando en cada prueba de 10 rebotes el cual esta especificado para la aprobación.

Tabla 13: Resistencia estimada de carga Uniaxial (Ensayo No destructivo) – Vigas y Columnas

RESISTENCIA ESTIMADA DE CARGA UNIAXIAL (ENSAYO NO DESTRUCTIVO)														
ESCLEROMETRIA N.T.P. 339.181 - ASTM C-805														
DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRIA														
TESIS	: Estudio del Nivel de Desempeño Sísmico Mediante el Análisis no Lineal Pushover de la Infraestructura del Hotel río, Distrito de la Banda de Shilcayo, San Martín 2020													
SOLICITANTE	: Est. Ing. Civil: Dayana Valentina Ruiz Ysuiza Est. Ing. Civil: Frank Eric Quinteros Torres													
ESTRUCTURA	: Columnas (Primer Piso)				FECHA:	: Setiembre del 2,020								
RESISTENCIA PROYECTO	: 210 kg/cm ²				METODO	: Esclerometria MEC.								
EDIFICACION	: Hotel Río				SUPERFICIE	: Lisa								
REALIZADO POR	: Tec. Luis Felipe López Chuquizuta				RESISTENCIA IN SITU	: Varias Kg/cm ²								
REVISADO	: Ing. Civil: Luis Antonio Lozano Ramirez - CIP: 229012				CONDICION	: Seca								
ANGULO DE INCLINACION	: 0°				EDAD DEL CONCRETO	: Sin especificar								
CONSTANTE ANG. DE INCLINACION	: 15.56				IDENT. DEL MARTILLO	: Fomey LA-0352								
					FECHA DE CALIBRACION	: 18/09/2020 - LFP-275-2020								
CODIGO - ESTRUCTURA	ANGULO	VALORES OBTENIDOS (Ir)										Ir medio	Resistencia Estimada (Kg/cm ²)	
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		Para un índice de Rebote (IR) de 20 a 24 ((F' c= 1.73 x IR) - 34.5)xCl	Para un índice de Rebote (IR) de 25 a 50 ((F' c= 1.25 x IR) - 23)xCl
E-01 - Columna (0.35 x 0.40 m)	0°	38	42	38	40	38	42	37	36	36	36	38.30		
E-02 - Columna (0.35 x 0.40 m)	0°	38	40	37	40	37	37	40	40	36	40	38.50		
INDICE DE REBOTE PROMEDIO		=										38.40		
UNIFORMIDAD Y RESISTENCIA PROMEDIO ESTIMADA (f' c)		=										389.00 Kg/cm ²		
OBSERVACIONES:											La resistencia promedio estimada de las 02 Columnas evaluadas es de 389.00 kg/cm ² resistencia aceptable de lo especificado para una estructura de concreto armado que debe ser ± 35 kg/cm ² del f' c de diseño			
											La Resistencia mínima para una estructura de concreto armado (Columna) debe ser de 210 kg/cm ² ± 35 kg/cm ²			
											Cabe recalcar que el valor obtenido es estimado y no reemplaza una verificación con probetas y/o diamantina. Este método de ensayo NO debe ser utilizado como base para la aceptación o rechazo del concreto.			
											Si mas del 20% de todas las lecturas difieren de la mediana en mas de 6 unidades se descartan la totalidad de las lecturas (Se rechaza la zona). En caso contrario el valor obtenido será el índice de rebote (IR)			

RESISTENCIA ESTIMADA DE CARGA UNIAxIAL (ENSAYO NO DESTRUCTIVO)														
ESCLEROMETRIA N.T.P. 339.181 - ASTM C-805														
DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRIA														
TESIS	:	Estudio del Nivel de Desempeño Sísmico Mediante el Análisis no Lineal Pushover de la Infraestructura del Hotel río, Distrito de la Banda de Shilcayo, San Martín 2020												
SOLICITANTE	:	Est. Ing. Civil: Dayana Valentina Ruiz Ysuzita		Est. Ing. Civil: Frank Eric Quinteros Torres		FECHA:	:	Setiembre del 2.020						
ESTRUCTURA	:	Vigas (Primer Piso)												
RESISTENCIA PROYECTO	:	210 kg/cm ²												
EDIFICACION	:	Hotel Río												
REALIZADO POR	:	Tec. Luis Felipe López Chuquizuta												
REVISADO	:	Ing. Civil: Luis Antonio Lozano Ramírez - CIP: 229012												
ANGULO DE INCLINACIÓN	:	+90°												
CONSTANTE ANG. DE INCLINACIÓN	:	12.56												
FECHA:	:	Setiembre del 2.020												
METODO	:	Esclerometría MEC.												
SUPERFICIE	:	Lisa												
RESISTENCIA IN SITU	:	Varias Kg/cm ²												
CONDICIÓN	:	Seca												
EDAD DEL CONCRETO	:	Sin especificar												
IDENT. DEL MARTILLO	:	Fomey LA-0352												
FECHA DE CALIBRACIÓN	:	18/09/2020 - LFP-275-2020												
CODIGO - ESTRUCTURA	ANGULO	VALORES OBTENIDOS (f'c)										Ir medio	Resistencia Estimada (Kg/cm ²) Para un índice de Rebote (IR) de 20 a 24 ((f'c = 1.73 x IR) - 34.5)xCl	Resistencia Estimada (Kg/cm ²) Para un índice de Rebote (IR) de 25 a 50 ((f'c = 1.25 x IR) - 23)xCl
E-01 - Vigas (0.60 x 0.35 m)	+90°	36	40	40	36	40	37	40	37	40	40	38.60		317.14 Kg/cm ²
E-02 - Vigas (0.60 x 0.35 m)	+90°	38	40	38	38	38	40	40	36	38	37	38.30		312.43 Kg/cm ²
INDICE DE REBOTE PROMEDIO	=											38.45		
UNIFORMIDAD Y RESISTENCIA PROMEDIO ESTIMADA (f'c)	=											314.79 Kg/cm ²		
OBSERVACIONES:	La resistencia promedio estimada de las 02 Vigas evaluadas es de 314.79 kg/cm ² resistencia aceptable de lo especificado para una estructura de concreto armado que debe ser ± 35 kg/cm ² del f'c de diseño La Resistencia mínima para una estructura de concreto armado (Viga) debe ser de 210 kg/cm ² ± 35 kg/cm ² Cabe recalcar que el valor obtenido es estimado y no reemplaza una verificación con probetas y/o diamantina. Este método de ensayo NO debe ser utilizado como base para la aceptación o rechazo del concreto. Si mas del 20% de todas las lecturas difieren de la mediana en mas de 6 unidades se descartan la totalidad de las lecturas (Se rechaza la zona). En caso contrario el valor obtenido será el índice de rebote (IR)													

RESISTENCIA ESTIMADA DE CARGA UNIAxIAL (ENSAYO NO DESTRUCTIVO)														
ESCLEROMETRIA N.T.P. 339.181 - ASTM C-805														
DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRIA														
TESIS	:	Estudio del Nivel de Desempeño Sísmico Mediante el Análisis no Lineal Pushover de la Infraestructura del Hotel río, Distrito de la Banda de Shilcayo, San Martín 2020												
SOLICITANTE	:	Est. Ing. Civil: Dayana Valentina Ruiz Ysuzita		Est. Ing. Civil: Frank Eric Quinteros Torres		FECHA:	:	Setiembre del 2.020						
ESTRUCTURA	:	Columnas (Segundo Piso)												
RESISTENCIA PROYECTO	:	210 kg/cm ²												
EDIFICACION	:	Hotel Río												
REALIZADO POR	:	Tec. Luis Felipe López Chuquizuta												
REVISADO	:	Ing. Civil: Luis Antonio Lozano Ramírez - CIP: 229012												
ANGULO DE INCLINACIÓN	:	0°												
CONSTANTE ANG. DE INCLINACIÓN	:	15.56												
FECHA:	:	Setiembre del 2.020												
METODO	:	Esclerometría MEC.												
SUPERFICIE	:	Lisa												
RESISTENCIA IN SITU	:	Varias Kg/cm ²												
CONDICIÓN	:	Seca												
EDAD DEL CONCRETO	:	Sin especificar												
IDENT. DEL MARTILLO	:	Fomey LA-0352												
FECHA DE CALIBRACIÓN	:	18/09/2020 - LFP-275-2020												
CODIGO - ESTRUCTURA	ANGULO	VALORES OBTENIDOS (f'c)										Ir medio	Resistencia Estimada (Kg/cm ²) Para un índice de Rebote (IR) de 20 a 24 ((f'c = 1.73 x IR) - 34.5)xCl	Resistencia Estimada (Kg/cm ²) Para un índice de Rebote (IR) de 25 a 50 ((f'c = 1.25 x IR) - 23)xCl
E-01 - Columna (0.35 x 0.40 m)	0°	43	38	43	38	42	42	38	44	42	43	41.30		445.41 Kg/cm ²
E-02 - Columna (0.35 x 0.40 m)	0°	42	43	42	43	38	40	38	42	38	43	40.90		437.63 Kg/cm ²
INDICE DE REBOTE PROMEDIO	=											41.10		
UNIFORMIDAD Y RESISTENCIA PROMEDIO ESTIMADA (f'c)	=											441.52 Kg/cm ²		
OBSERVACIONES:	La resistencia promedio estimada de las 02 Columnas evaluadas es de 441.52 kg/cm ² resistencia aceptable de lo especificado para una estructura de concreto armado que debe ser ± 35 kg/cm ² del f'c de diseño La Resistencia mínima para una estructura de concreto armado (Columna) debe ser de 210 kg/cm ² ± 35 kg/cm ² Cabe recalcar que el valor obtenido es estimado y no reemplaza una verificación con probetas y/o diamantina. Este método de ensayo NO debe ser utilizado como base para la aceptación o rechazo del concreto. Si mas del 20% de todas las lecturas difieren de la mediana en mas de 6 unidades se descartan la totalidad de las lecturas (Se rechaza la zona). En caso contrario el valor obtenido será el índice de rebote (IR)													

RESISTENCIA ESTIMADA DE CARGA UNIAxIAL (ENSAYO NO DESTRUCTIVO)														
ESCLEROMETRIA N.T.P. 339.181 - ASTM C-805														
DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRIA														
TESIS	:	Estudio del Nivel de Desempeño Sísmico Mediante el Análisis no Lineal Pushover de la Infraestructura del Hotel río, Distrito de la Banda de Shilcayo, San Martín 2020												
SOLICITANTE	:	Est. Ing. Civil: Dayana Valentina Ruiz Ysuzita		Est. Ing. Civil: Frank Eric Quinteros Torres		FECHA:	:	Setiembre del 2.020						
ESTRUCTURA	:	Vigas (Segundo Piso)												
RESISTENCIA PROYECTO	:	210 kg/cm ²												
EDIFICACION	:	Hotel Río												
REALIZADO POR	:	Tec. Luis Felipe López Chuquizuta												
REVISADO	:	Ing. Civil: Luis Antonio Lozano Ramírez - CIP: 229012												
ANGULO DE INCLINACIÓN	:	+90°												
CONSTANTE ANG. DE INCLINACIÓN	:	12.56												
FECHA:	:	Setiembre del 2.020												
METODO	:	Esclerometría MEC.												
SUPERFICIE	:	Lisa												
RESISTENCIA IN SITU	:	Varias Kg/cm ²												
CONDICIÓN	:	Seca												
EDAD DEL CONCRETO	:	Sin especificar												
IDENT. DEL MARTILLO	:	Fomey LA-0352												
FECHA DE CALIBRACIÓN	:	18/09/2020 - LFP-275-2020												
CODIGO - ESTRUCTURA	ANGULO	VALORES OBTENIDOS (f'c)										Ir medio	Resistencia Estimada (Kg/cm ²) Para un índice de Rebote (IR) de 20 a 24 ((f'c = 1.73 x IR) - 34.5)xCl	Resistencia Estimada (Kg/cm ²) Para un índice de Rebote (IR) de 25 a 50 ((f'c = 1.25 x IR) - 23)xCl
E-01 - Vigas (0.60 x 0.35 m)	+90°	40	38	39	38	37	38	40	40	38	38	38.60		317.14 Kg/cm ²
E-02 - Vigas (0.60 x 0.35 m)	+90°	39	39	40	38	38	40	37	37	40	36	38.40		314.00 Kg/cm ²
INDICE DE REBOTE PROMEDIO	=											38.50		
UNIFORMIDAD Y RESISTENCIA PROMEDIO ESTIMADA (f'c)	=											315.57 Kg/cm ²		
OBSERVACIONES:	La resistencia promedio estimada de las 02 Vigas evaluadas es de 315.57 kg/cm ² resistencia aceptable de lo especificado para una estructura de concreto armado que debe ser ± 35 kg/cm ² del f'c de diseño La Resistencia mínima para una estructura de concreto armado (Viga) debe ser de 210 kg/cm ² ± 35 kg/cm ² Cabe recalcar que el valor obtenido es estimado y no reemplaza una verificación con probetas y/o diamantina. Este método de ensayo NO debe ser utilizado como base para la aceptación o rechazo del concreto. Si mas del 20% de todas las lecturas difieren de la mediana en mas de 6 unidades se descartan la totalidad de las lecturas (Se rechaza la zona). En caso contrario el valor obtenido será el índice de rebote (IR)													

RESISTENCIA ESTIMADA DE CARGA UNIAxIAL (ENSAYO NO DESTRUTIVO)

ESCLEROMETRIA N.T.P. 339.181 - ASTM C-805

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRIA

TESIS	Estudio del Nivel de Desempeño Sísmico Mediante el Análisis no Lineal Pushover de la Infraestructura del Hotel río, Distrito de la Banda de Shilcayo, San Martín 2020			FECHA:	Setiembre del 2,020
SOLICITANTE	Est. Ing. Civil: Dayana Valentina Ruiz Ysuzta Est. Ing. Civil: Frank Eric Quinteros Torres			METODO	Esclerometría MEC.
ESTRUCTURA	Columnas (Tercer Piso)			SUPERFICIE	Lisa
RESISTENCIA PROYECTO	210 kg/cm ²			RESISTENCIA IN SITU	Varias Kg/cm ²
EDIFICACION	Hotel Río			CONDICIÓN	Seca
REALIZADO POR	Tec. Luis Felipe López Chuquizuta			EDAD DEL CONCRETO	Sin especificar
REVISADO	Ing. Civil: Luis Antonio Lozano Ramirez - CIP: 229012			IDENT. DEL MARTILLO	Fomey LA-0352
ANGULO DE INCLINACIÓN	0°			FECHA DE CALIBRACIÓN	18/09/2020 - LFP-275-2020
CONSTANTE ANG. DE INCLINACIÓN	15.56				



CODIGO - ESTRUCTURA	ANGULO	VALORES OBTENIDOS (Ir)										Ir medio	Resistencia Estimada (Kg/cm ²)	Resistencia Estimada (Kg/cm ²)
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		Para un Índice de Rebote (IR) de 20 a 24 ((f' c= 1.73 x IR) - 34.5)xCl	Para un Índice de Rebote (IR) de 25 a 50 ((f' c= 1.25 x IR) - 23)xCl
E-01 - Columna (0.35 x 0.40 m)	0°	30	30	32	30	34	32	32	34	34	34	32.20		268.41 Kg/cm ²
E-02 - Columna (0.35 x 0.40 m)	0°	32	33	34	34	34	32	32	32	31	30	32.30		270.36 Kg/cm ²

INDICE DE REBOTE PROMEDIO	=	32.25
UNIFORMIDAD Y RESISTENCIA PROMEDIO ESTIMADA (f' c)	=	269.38 Kg/cm ²

OBSERVACIONES:
 La resistencia promedio estimada de las 02 Columnas evaluadas es de 269.38 kg/cm² resistencia aceptable de lo especificado para una estructura de concreto armado que debe ser \pm 35 kg/cm² del f' c de diseño
 La Resistencia mínima para una estructura de concreto armado (Columna) debe ser de 210 kg/cm² \pm 35 kg/cm²
 Cabe recalcar que el valor obtenido es estimado y no reemplaza una verificación con probetas y/o diamantina. Este método de ensayo NO debe ser utilizado como base para la aceptación o rechazo del concreto.
 Si mas del 20% de todas las lecturas difieren de la mediana en mas de 6 unidades se descartan la totalidad de las lecturas (Se rechaza la zona). En caso contrario el valor obtenido será el índice de rebote (IR)

RESISTENCIA ESTIMADA DE CARGA UNIAxIAL (ENSAYO NO DESTRUTIVO)

ESCLEROMETRIA N.T.P. 339.181 - ASTM C-805

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRIA

TESIS	Estudio del Nivel de Desempeño Sísmico Mediante el Análisis no Lineal Pushover de la Infraestructura del Hotel río, Distrito de la Banda de Shilcayo, San Martín 2020			FECHA:	Setiembre del 2,020
SOLICITANTE	Est. Ing. Civil: Dayana Valentina Ruiz Ysuzta Est. Ing. Civil: Frank Eric Quinteros Torres			METODO	Esclerometría MEC.
ESTRUCTURA	Vigas (Tercer Piso)			SUPERFICIE	Lisa
RESISTENCIA PROYECTO	210 kg/cm ²			RESISTENCIA IN SITU	Varias Kg/cm ²
EDIFICACION	Hotel Río			CONDICIÓN	Seca
REALIZADO POR	Tec. Luis Felipe López Chuquizuta			EDAD DEL CONCRETO	Sin especificar
REVISADO	Ing. Civil: Luis Antonio Lozano Ramirez - CIP: 229012			IDENT. DEL MARTILLO	Fomey LA-0352
ANGULO DE INCLINACIÓN	+90°			FECHA DE CALIBRACIÓN	18/09/2020 - LFP-275-2020
CONSTANTE ANG. DE INCLINACIÓN	12.56				



CODIGO - ESTRUCTURA	ANGULO	VALORES OBTENIDOS (Ir)										Ir medio	Resistencia Estimada (Kg/cm ²)	Resistencia Estimada (Kg/cm ²)
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		Para un Índice de Rebote (IR) de 20 a 24 ((f' c= 1.73 x IR) - 34.5)xCl	Para un Índice de Rebote (IR) de 25 a 50 ((f' c= 1.25 x IR) - 23)xCl
E-01 - Vigas (0.60 x 0.35 m)	+90°	34	36	34	34	35	34	34	35	35	34	34.50		262.77 Kg/cm ²
E-02 - Vigas (0.60 x 0.35 m)	+90°	35	36	36	34	34	33	34	35	35	36	34.80		257.48 Kg/cm ²

INDICE DE REBOTE PROMEDIO	=	34.65
UNIFORMIDAD Y RESISTENCIA PROMEDIO ESTIMADA (f' c)	=	255.13 Kg/cm ²

OBSERVACIONES:
 La resistencia promedio estimada de las 02 Vigas evaluadas es de 255.13 kg/cm² resistencia aceptable de lo especificado para una estructura de concreto armado que debe ser \pm 35 kg/cm² del f' c de diseño
 La Resistencia mínima para una estructura de concreto armado (Viga) debe ser de 210 kg/cm² \pm 35 kg/cm²
 Cabe recalcar que el valor obtenido es estimado y no reemplaza una verificación con probetas y/o diamantina. Este método de ensayo NO debe ser utilizado como base para la aceptación o rechazo del concreto.
 Si mas del 20% de todas las lecturas difieren de la mediana en mas de 6 unidades se descartan la totalidad de las lecturas (Se rechaza la zona). En caso contrario el valor obtenido será el índice de rebote (IR)

RESISTENCIA ESTIMADA DE CARGA UNIAxIAL (ENSAYO NO DESTRUTIVO)

ESCLEROMETRIA N.T.P. 339.181 - ASTM C-805

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRIA


TESIS	Estudio del Nivel de Desempeño Sísmico Mediante el Análisis no Lineal Pushover de la Infraestructura del Hotel río, Distrito de la Banda de Shilcayo, San Martín 2020			FECHA:	Setiembre del 2,020
SOLICITANTE	Est. Ing. Civil: Dayana Valentina Ruiz Ysuzta Est. Ing. Civil: Frank Eric Quinteros Torres			METODO	Esclerometría MEC.
ESTRUCTURA	Columnas (Cuarto Piso)			SUPERFICIE	Lisa
RESISTENCIA PROYECTO	210 kg/cm ²			RESISTENCIA IN SITU	Varias Kg/cm ²
EDIFICACION	Hotel Río			CONDICIÓN	Seca
REALIZADO POR	Tec. Luis Felipe López Chuquizuta			EDAD DEL CONCRETO	Sin especificar
REVISADO	Ing. Civil: Luis Antonio Lozano Ramirez - CIP: 229012			IDENT. DEL MARTILLO	Fomey LA-0352
ANGULO DE INCLINACIÓN	0°			FECHA DE CALIBRACIÓN	18/09/2020 - LFP-275-2020
CONSTANTE ANG. DE INCLINACIÓN	15.56				



CODIGO - ESTRUCTURA	ANGULO	VALORES OBTENIDOS (Ir)										Ir medio	Resistencia Estimada (Kg/cm ²)	Resistencia Estimada (Kg/cm ²)
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		Para un Índice de Rebote (IR) de 20 a 24 ((f' c= 1.73 x IR) - 34.5)xCl	Para un Índice de Rebote (IR) de 25 a 50 ((f' c= 1.25 x IR) - 23)xCl
E-01 - Columna (0.40 x 0.35 m)	0°	32	32	32	34	30	30	34	30	30	30	31.40		252.85 Kg/cm ²
E-02 - Columna (0.40 x 0.35 m)	0°	30	31	30	33	33	30	33	34	34	30	31.80		260.63 Kg/cm ²

INDICE DE REBOTE PROMEDIO	=	31.60
UNIFORMIDAD Y RESISTENCIA PROMEDIO ESTIMADA (f' c)	=	256.74 Kg/cm ²

OBSERVACIONES:
 La resistencia promedio estimada de las 02 Columnas evaluadas es de 256.74 kg/cm² resistencia aceptable de lo especificado para una estructura de concreto armado que debe ser \pm 35 kg/cm² del f' c de diseño
 La Resistencia mínima para una estructura de concreto armado (Columna) debe ser de 210 kg/cm² \pm 35 kg/cm²
 Cabe recalcar que el valor obtenido es estimado y no reemplaza una verificación con probetas y/o diamantina. Este método de ensayo NO debe ser utilizado como base para la aceptación o rechazo del concreto.
 Si mas del 20% de todas las lecturas difieren de la mediana en mas de 6 unidades se descartan la totalidad de las lecturas (Se rechaza la zona). En caso contrario el valor obtenido será el índice de rebote (IR)

RESISTENCIA ESTIMADA DE CARGA UNIAxIAL (ENSAYO NO DESTRUTIVO)														
ESCLEROMETRIA N.T.P. 339.181 - ASTM C-805														
DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRIA														
TESIS	:	Estudio del Nivel de Desempeño Sísmico Mediante el Análisis no Lineal Pushover de la Infraestructura del Hotel río, Distrito de la Banda de Shilcayo, San Martín 2020												
SOLICITANTE	:	Est. Ing. Civil: Dayana Valentina Ruiz Ysuzza Est. Ing. Civil: Frank Eric Quinteros Torres												
ESTRUCTURA	:	Vigas (Cuarto Piso)	FECHA:	: Setiembre del 2,020										
RESISTENCIA PROYECTO	:	210 kg/cm ²	METODO	: Esclerometría MEC.										
EDIFICACION	:	Hotel Río	SUPERFICIE	: Lisa										
REALIZADO POR	:	Tec. Luis Felipe López Chuquizuta	RESISTENCIA IN SITU	: Varias Kg/cm ²										
REVISADO	:	Ing. Civil: Luis Antonio Lozano Ramirez - CIP: 229012	CONDICIÓN	: Seca										
ANGULO DE INCLINACIÓN	:	+90°	EDAD DEL CONCRETO	: Sin especificar										
CONSTANTE ANG. DE INCLINACIÓN	:	12.56	IDENT. DEL MARTILLO	: Fomey LA-0352										
			FECHA DE CALIBRACIÓN	: 18/09/2020 - LFP-275-2020										
														
CODIGO - ESTRUCTURA	ANGULO	VALORES OBTENIDOS (Ir)										Ir medio	Resistencia Estimada (Kg/cm ²)	
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		Para un índice de Rebote (IR) de 20 a 24 ((F'c = 1.73 x IR) - 34.5)xCI	Para un índice de Rebote (IR) de 25 a 50 ((F'c = 1.25 x IR) - 23)xCI
E-01 - Vigas (0.60 x 0.35 m)	+90°	39	38	38	37	36	36	38	36	36	37	37.10		
E-02 - Vigas (0.60 x 0.35 m)	+90°	38	38	37	39	36	37	37	38	38	36	37.40		
INDICE DE REBOTE PROMEDIO		=	37.25											
UNIFORMIDAD Y RESISTENCIA PROMEDIO ESTIMADA (f'c)		=	295.95 Kg/cm ²											
OBSERVACIONES:														
La resistencia promedio estimada de las 02 Vigas evaluadas es de 295.95 kg/cm ² resistencia aceptable de lo especificado para una estructura de concreto armado que debe ser \pm 35 kg/cm ² del f'c de diseño														
La Resistencia mínima para una estructura de concreto armado (Viga) debe ser de 210 kg/cm ² \pm 35 kg/cm ²														
Cabe recalcar que el valor obtenido es estimado y no reemplaza una verificación con probetas y/o diamantina. Este método de ensayo NO debe ser utilizado como base para la aceptación o rechazo del concreto.														
Si mas del 20% de todas las lecturas difieren de la mediana en mas de 6 unidades se descartan la totalidad de las lecturas (Se rechaza la zona). En caso contrario el valor obtenido será el índice de rebote (IR)														

Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 17: Ensayo de esclerometría aplicado a la columna de 35x40 cm



2.3. PROCESOS PARA EL ANALISIS SISMICO SEGÚN NTP E 0.30

2.3.1. DESCRIPCION DEL PROYECTO

La presente Memoria corresponde al análisis por cargas de sismo y de gravedad del proyecto: “CONSTRUCCION DE HOTEL RIO”. En esta memoria de análisis se describe las características y criterios adoptados para su respectiva evaluación estructural, cuyo modelo matemático se analizó para una estructura de 04 niveles, el proyecto se encuentra ubicado en Distrito de La Banda de Shilcayo, Provincia de San Martin, Región de San Martin.

Es importante mencionar que, para el análisis sísmico del presente proyecto, se tuvo en cuenta los lineamientos y criterios expuestos en el Reglamento Nacional de Edificaciones, como también de los Planos de Arquitectura, para su respectiva configuración estructural al realizar el modelamiento y condiciones de sitio geomorfológicos.

Ilustración 18: Mapas Referenciales – Localización



Fuente: Elaboración Propia

2.3.2. NORMAS Y DOCUMENTOS DE REFERENCIA

2.3.2.1. Normas Nacionales

E.030	Diseño Sismo resistente
E.020	Cargas
E.060	Concreto Armado

2.3.3. SISTEMA DE UNIDADES

Las unidades de medidas utilizadas en el diseño son las siguientes:

Magnitud	Unidad	Identificación
Longitud	Metros / centímetros / milímetros	m / cm / mm
Masa	Kilogramos-masa	kg
Tiempo	Segundos	s
Fuerza	Kilogramos-fuerza	Kgf

Las unidades descritas son las fundamentales para la elaboración de cálculos y sus respectivos reportes. Sin embargo, de requerirse podrán utilizarse otras unidades siempre que estas sean indicadas de forma explícita en el cálculo.

2.3.4. CONDICIONES EL SUELO DE FUNDACION

Se determinaron a partir de la información presentada en el Estudio de Suelos, que determino un tipo de suelo S2

2.3.5. MATERIALES

2.3.5.1. Concreto Armado

- Zapatas : $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.
- Vigas de Cimentación : $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Columnas : $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.
- Vigas : $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.
- Losas : $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.
- Acero : $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

2.3.6. ACCIONES SOBRE LAS ESTRUCTURAS

2.3.6.1. Casos De Cargas

- CM : Carga muerta
- CV : Carga viva
- SDX : Sismo dinámico en la dirección X
- SDY : sismo dinámico en la dirección Y

SX : sismo estático en la dirección X

SY : sismo estático en la dirección Y

2.3.7. COMBINACIONES DE CARGA

2.3.7.1. Por Servicio

El estado límite de servicio se logra mediante combinaciones de carga sin amplificar.

Para estructuras de concreto armado:

$$S1 = CM + CV$$

$$S2 = CM + CV + SDX$$

$$S3 = CM + CV - SDX$$

$$S4 = CM + CV + SDY$$

$$S5 = CM + CV - SDY$$

2.3.7.2. Por Resistencia

El estado límite máximo se logra mediante combinaciones de carga amplificadas para conseguir el efecto requerido de la estructura.

Para estructuras de concreto armado:

$$U1 = 1.40CM + 1.70 (CV+LR)$$

$$U2 = 1.25 (CM + CV +LR) + SDX$$

$$U3 = 1.25 (CM + CV +LR) - SDX$$

$$U4 = 1.25 (CM + CV +LR) + SDY$$

$$U5 = 1.25 (CM + CV +LR) - SDY$$

$$U6 = 0.90CM + SDX$$

$$U7 = 0.90CM - SDX$$

$$U8 = 0.90CM + SDY$$

$$U9 = 0.90CM - SDY$$

2.3.8. METRADO DE CARGAS

Dependiendo del módulo en el que se realizó el cálculo estructural, se han considerado los siguientes tipos de carga:

CARGAS MUERTAS:

Peso de elementos de concreto armado	: 2400 Kg/m ³
Peso de losa aligerada (h=20cm)	: 300.00Kg/m ²
Peso acabado con mortero	: 100 Kg/m ²
Peso de tabiquería con mortero	: 120 Kg/m ²

CARGAS VIVAS:

Carga viva en Hotel	: 200 Kg/m ²
Carga viva en Azotea	: 100 Kg/m ²

CARGAS DE SISMO:

Según norma de diseño Sismorresistente: $S_a = (ZUCS.g) / R$

Donde:

S_a: pseudo-aceleración espectral

Z: factor de zona

C: factor de amplificación sísmica

S: Factor de suelo

R: factor de reducción sísmica

g: aceleración de la gravedad

2.3.9. PARAMETROS SISMICOS

Entre los parámetros sísmicos usados y establecidos por las Normas De Estructuras Tenemos:

2.3.9.1. Zonificación (Z)

Para el presente estudio, la zona en la que está ubicado el proyecto (Banda de Shilcayo - San Martín - San Martín) corresponde a la zona 3, correspondiéndole un factor de $Z=0.35s$.

Ilustración 19: Mapa de Zonificación Sísmica. RNE E-030



Fuente: Norma Técnica Peruana E 0.30

Tabla 14: Factores de Zona

Tabla N°1 FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

Fuente: Elaboración Propia

2.3.9.2. Parámetros del Suelo

Para efectos de la aplicación de la norma E-0.30 de diseño sismo-resistente, y según el Resumen de Condiciones de Cimentación del Estudio de Mecánica de Suelos, se considera que el perfil de suelo es de tipo flexible (S2), el parámetro T_p y T_L asociado con

este tipo de suelo es de 0.60s y 2.00s, según corresponda, y el factor de amplificación del suelo se considera $S_2 = 1.15s$. Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los períodos T_P y T_L dados en las Tablas N°3 y N°4 (NORMA E-030- DISEÑO SISMORESISTENTE).

Tabla 15: Factor de Suelo "S"

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
ZONA \ SUELO	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0,80	1,00	1,05	1,10
Z_3	0,80	1,00	1,15	1,20
Z_2	0,80	1,00	1,20	1,40
Z_1	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: RNE – Norma E-030

Tabla 16: Periodos T_P y T_L

Tabla N° 4 PERÍODOS " T_P " Y " T_L "				
	Perfil de suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T_L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: RNE – Norma E-030

2.3.9.3. Factor de Amplificación Sísmica (C)

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

$$T < T_P \quad C = 2,5$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$$

T es el período de acuerdo al numeral 4.5.4, concordado con el numeral 4.6.1 de la E.030.

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo.

2.3.10. CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES (U)

Tabla 17: Categoría de las Edificaciones

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
A Edificaciones Esenciales	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	1,5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Fuente: Norma Técnica Peruana E 0.30

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo a la categoría de uso, debido a que la edificación está destinada a "Hotel" la norma establece un factor de importancia $U=1$, que es el que se tomará para este análisis.

Nota 1: Las nuevas edificaciones de categoría A1 tienen aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las

zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable puede decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U es como mínimo 1,5.

Nota 2: En estas edificaciones se provee resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

2.3.11. SISTEMAS ESTRUCTURALES (R)

Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración Sismo Resistente predominante en cada dirección. De acuerdo a la clasificación de una estructura se elige un factor de reducción de la fuerza sísmica (R).

Para la Categoría C y la zona 3, en la que se ubica el proyecto, está permitido proyectar los Sistemas Estructurales: Dual, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada en estructuras de concreto armado.

Tabla 18: Sistemas Estructurales

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Fuente: RNE – E 0.30

Tomaremos un valor inicial para el coeficiente de reducción $R=8$ para pórticos en ambas direcciones, para luego verificar y definir el Sistema Estructural adecuado. Si la estructura califica como Irregular estos coeficientes de reducción serán tomados en cuenta según lo estipula la Norma E-030, ver análisis sísmico.

Verificación del Sistema Estructural seleccionado

Después de analizado el modelo verificamos la fuerza cortante en la base y el porcentaje de participación de las columnas y los muros, del cual obtenemos la siguiente tabla:

Tabla 19: Verificación del Sistema Estructural

	Dirección X (Kg)		Dirección Y (Kg)	
Cortante Total	60304.715	100.00%	60304.715	100.00%
Cortante Columnas	60304.715	100.00%	60304.715	100.00%
Cortante Muros	0	0 %	0	0 %
	Portico		Portico	

Fuente: Elaboración Propia

Según la Norma Técnica E.030, Capítulo 3 – 3.2.1 Estructuras de Concreto Armado, se define el sistema pórtico en ambas direcciones.

Valores Definidos para iniciar Análisis (Ambas Direcciones):

- Factor de zona (La Banda de Shilcayo) : $Z = 0.35$
- Factor de Suelo (S2) : $S = 1.15$
- Periodo que define la plataforma del espectro : $T_p = 0.60 \text{ s}$
 $T_l = 2.0 \text{ s}$

- Factor de uso: (C-Edif. Comunes) : U = 1.0
- Periodo Fundamental de la Estructura : T= 0.923s
Sistema Pórtico (Software Etabs)
- Factor de amplificación sísmica : C = 1.625

Donde el valor de la División de C/R no debe ser menor a 0.11

$$C/R = 1.625/8 = 0.203 \text{ ----- } C/R > 0.11 \text{ --- CORRECTO}$$

Entonces

Para Direx X:

$$\text{Factor C: } ZUCS/R = 0.35 \cdot 1 \cdot 1.625 \cdot 1.15/8 = 0.0818$$

Factor K: 12115 Valor Usado por que T < 0.5s

Para Direx Y:

$$\text{Factor C: } ZUCS/R = 0.35 \cdot 1 \cdot 2.5 \cdot 1.15/8 = 0.0818$$

Factor K: 1.2115 Valor Usado por que T < 0.5s

2.3.12. VERIFICACIÓN DE LOS FACTORES DE IRREGULARIDAD

Según la Tabla N°20 de la Norma Técnica E.030 “Categoría y Regularidad de las Edificaciones”, se establece que, para la categoría y zona de la edificación propuesta, existe la Restricción “No se permiten irregularidades”.

Tabla 20: Categoría y Regularidad de las Edificaciones

Tabla N° 6 (**) CATEGORÍA Y SISTEMA ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
A2 (**)	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
	1	Cualquier sistema.
B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada. Estructuras de madera
	1	Cualquier sistema.
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema.

Fuente: RNE – E 0.30

Por lo cual se procede a realizar las verificaciones correspondientes y establecidas en la Tabla N°8 de la Norma Técnica E.030. Verificaciones que se realizan para cada una de las direcciones de análisis.

Tabla 21: Irregularidades Estructurales en Altura

Tabla N° 8 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad I_r
<p>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p>	0,75
<p>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	

<p>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p> <p>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0,50
<p>Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el artículo 26, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90
<p>Irregularidad Geométrica Vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90
<p>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.</p>	0,80
<p>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ver Tabla N° 10) Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25% de la fuerza cortante total.</p>	0,60

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones NTP E-030

Tabla 22: Irregularidades Estructurales en Planta

<p align="center">Tabla N° 9 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA</p>	<p align="center">Factor de Irregularidad I_p</p>
<p>Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>	<p align="center">0,75</p>
<p>Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>	<p align="center">0,60</p>
<p>Esquinas Entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.</p>	<p align="center">0,90</p>
<p>Discontinuidad del Diafragma La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.</p>	<p align="center">0,85</p>
<p>Sistemas no Paralelos Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante del piso.</p>	<p align="center">0,90</p>

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones NTP E-030

2.3.12.1. Factores de Irregularidad en Altura

Irregularidad de Rigidez – Piso Blando

Tabla 23: Verificación de Irregularidad de Rigidez

Dirección X						
Piso	Carga	Cortante X	Deriva X	Rigidez L X	Verificación de irregularidad	
		kgf	m	kgf/m		
Cuarto Piso	Sdx	21251.61	0.0034428	6172769.25		
Tercer Piso	Sdx	38465.02	0.0057702	6666150.22	1.07992862	OK
Segundo Piso	Sdx	50689.98	0.0079176	6402190.05	0.96040290	OK
Primer Piso	Sdx	57315.02	0.0066444	8626064.05	1.34736144	OK

Dirección Y						
Piso	Carga	Cortante Y	Deriva Y	Rigidez L Y	Verificación de irregularidad	
		kgf	m	kgf/m		
Cuarto Piso	Sdy	19574.44	0.0034854	5616124.40		
Tercer Piso	Sdy	35062.83	0.0060906	5756876.17	1.02506208	OK
Segundo Piso	Sdy	46055.11	0.007938	5801853.11	1.00781273	OK
Primer Piso	Sdy	52113.05	0.0072	7237923.61	1.24751927	OK

Fuente: Elaboración Propia

- No existe irregularidad de Rigidez en ninguna de las direcciones.

Irregularidad de Resistencia – Piso Débil

Tabla 24: Verificación de Irregularidad de Resistencia

Dirección X						
Piso	Carga	Cortante X	Deriva X	Rigidez L X	Verificación de irregularidad	
		kgf	m	kgf/m		
Cuarto Piso	Sdx	21251.61	0.0034428	6172769.25		
Tercer Piso	Sdx	38465.02	0.0057702	6666150.22	1.80998145	OK
Segundo Piso	Sdx	50689.98	0.0079176	6402190.05	1.31782019	OK
Primer Piso	Sdx	57315.02	0.0066444	8626064.05	1.13069723	OK

Dirección Y						
Piso	Carga	Cortante Y	Deriva Y	Rigidez L Y	Verificación de irregularidad	
		kgf	m	kgf/m		
Cuarto Piso	Sdy	19574.44	0.0034854	5616124.40		
Tercer Piso	Sdy	35062.83	0.0060906	5756876.17	1.79125584	OK
Segundo Piso	Sdy	46055.11	0.007938	5801853.11	1.31350236	OK
Primer Piso	Sdy	52113.05	0.0072	7237923.61	1.13153676	OK

Fuente: Elaboración Propia

- No existe irregularidad de Resistencia en ninguna de las direcciones.

Irregularidad de Extrema Rigidez

Tabla 25: Verificación de Irregularidad de Extrema Rigidez

Dirección X						
Piso	Carga	Cortante X	Deriva X	Rigidez L X	Verificación de irregularidad	
		kgf	m	kgf/m		
Cuarto Piso	Sdx	21251.61	0.0034428	6172769.25		
Tercer Piso	Sdx	38465.02	0.0057702	6666150.22	1.07992862	OK
Segundo Piso	Sdx	50689.98	0.0079176	6402190.05	0.96040290	OK
Primer Piso	Sdx	57315.02	0.0066444	8626064.05	1.34736144	OK

Dirección Y						
Piso	Carga	Cortante Y	Deriva Y	Rigidez L Y	Verificación de irregularidad	
		kgf	m	kgf/m		
Cuarto Piso	Sdy	19574.44	0.0034854	5616124.40		
Tercer Piso	Sdy	35062.83	0.0060906	5756876.17	1.02506208	OK
Segundo Piso	Sdy	46055.11	0.007938	5801853.11	1.00781273	OK
Primer Piso	Sdy	52113.05	0.0072	7237923.61	1.24751927	OK

Fuente: Elaboración Propia

- No existe irregularidad de Extrema Rigidez en ninguna de las direcciones

Irregularidad de Extrema Resistencia

Tabla 26: Verificación de Irregularidad de Extrema Resistencia

Dirección X						
Piso	Carga	Cortante X	Deriva X	Rigidez L X	Verificación de irregularidad	
		kgf	m	kgf/m		
Cuarto Piso	Sdx	21251.61	0.0034428	6172769.25		
Tercer Piso	Sdx	38465.02	0.0057702	6666150.22	1.80998145	OK
Segundo Piso	Sdx	50689.98	0.0079176	6402190.05	1.31782019	OK
Primer Piso	Sdx	57315.02	0.0066444	8626064.05	1.13069723	OK

Dirección Y						
Piso	Carga	Cortante Y	Deriva Y	Rigidez L Y	Verificación de irregularidad	
		kgf	m	kgf/m		
Cuarto Piso	Sdy	19574.44	0.0034854	5616124.40		
Tercer Piso	Sdy	35062.83	0.0060906	5756876.17	1.79125584	OK
Segundo Piso	Sdy	46055.11	0.007938	5801853.11	1.31350236	OK
Primer Piso	Sdy	52113.05	0.0072	7237923.61	1.13153676	OK

Fuente: Elaboración Propia

- No existe irregularidad de Extrema Resistencia en ninguna de las direcciones.

Irregularidad de Masa o Peso

Tabla 27: Verificación de Irregularidad de Masa o Peso

N°Piso	Pi	1.5x(Pi+1)	Control Caso1	
Primer Piso	182912.360			
Segundo Piso	185844.549	278766.8239	Regular	
Tercero Piso	187945.624	281918.4361	Regular	
Azotea	175822.937	263734.4063	Regular	No Aplica

Fuente: Elaboración Propia

- No existe irregularidad de Masa o Peso en ninguna de las direcciones.

Irregularidad Geométrica Vertical

Tabla 28: Verificación de Irregularidad Geométrica Vertical

PISO	DISTANCIA	VERIFICACION
Azotea	18.98	
Tercer Piso	18.98	OK
Segundo Piso	18.98	OK
Primer Piso	18.98	OK

Fuente: Elaboración Propia

No existe Irregularidad Geométrica Vertical - lay=1

Discontinuidad en los Sistemas Resistentes

La estructura se califica como regular, ya que ningún elemento estructural presenta discontinuidad o desalineamiento vertical.

2.3.12.2. Factores de Irregularidad en Planta

Irregularidad Torsión

Tabla 29: Verificación de Irregularidad Torsional

DIRECCION X						
PISO	Etiqueta	Carga	UX	Desplazamiento	H	Desplazamiento relativo
Cuarto Nivel	5	Drift X Max	0.108626	0.107846	3.6	0.029957222
Cuarto Nivel	8	Drift X Max	0.107276	0.105741	3.6	0.0293725
Cuarto Nivel	21	Drift X Max	0.13757	0.136954	3.6	0.038042778
Cuarto Nivel	26	Drift X Max	0.13757	0.136954	3.6	0.038042778
PISO	Etiqueta	Carga	UX	Desplazamiento	H	Desplazamiento relativo
Tercer Nivel	5	Drift X Max	0.094012	0.026057	3.6	0.007238056
Tercer Nivel	8	Drift X Max	0.0928	0.025782	3.6	0.007161667
Tercer Nivel	21	Drift X Max	0.118648	0.034037	3.6	0.009454722
Tercer Nivel	26	Drift X Max	0.118648	0.034037	3.6	0.009454722
PISO	Etiqueta	Carga	UX	Desplazamiento	H	Desplazamiento relativo
Segundo Nivel	5	Drift X Max	0.067955	0.034564	3.6	0.009601111
Segundo Nivel	8	Drift X Max	0.067018	0.034174	3.6	0.009492778
Segundo Nivel	21	Drift X Max	0.084611	0.044744	3.6	0.012428889
Segundo Nivel	26	Drift X Max	0.084611	0.044744	3.6	0.012428889
PISO	Etiqueta	Carga	UX			
			m			
Primer Nivel	5	Drift X Max	0.033391			
Primer Nivel	8	Drift X Max	0.032844			
Primer Nivel	21	Drift X Max	0.039867			
Primer Nivel	26	Drift X Max	0.039867			

Desplazamiento relativo max	PROMEDIO EXTREMO1	PROMEDIO EXTREMO2
0.038042778	0.029664861	0.038042778
VERIFICACION OK		
Desplazamiento relativo max	PROMEDIO EXTREMO1	PROMEDIO EXTREMO2
0.009454722	0.007199861	0.009454722
VERIFICACION OK		
Desplazamiento relativo max	PROMEDIO EXTREMO1	PROMEDIO EXTREMO2
0.012428889	0.009546944	0.012428889
VERIFICACION OK		

DIRECCION Y						
PISO	Etiqueta	Carga	UY	Desplazamiento	H	Desplazamiento relativo
Cuarto Nivel	5	Drift Y Max	0.119941	0.016665	3.6	0.0046292
Cuarto Nivel	8	Drift Y Max	0.145003	0.019467	3.6	0.0054075
Cuarto Nivel	21	Drift Y Max	0.145659	0.019545	3.6	0.0054292
Cuarto Nivel	26	Drift Y Max	0.119941	0.016665	3.6	0.0046292
PISO	Etiqueta	Carga	UY	Desplazamiento	H	Desplazamiento relativo
Tercer Nivel	5	Drift X Max	0.103276	0.029820	3.6	0.0082833
Tercer Nivel	8	Drift X Max	0.125536	0.035421	3.6	0.0098392
Tercer Nivel	21	Drift X Max	0.126114	0.035572	3.6	0.0098811
Tercer Nivel	26	Drift X Max	0.103276	0.029820	3.6	0.0082833
PISO	Etiqueta	Carga	UY	Desplazamiento	H	Desplazamiento relativo
Segundo Nivel	5	Drift X Max	0.073456	0.039129	3.6	0.0108692
Segundo Nivel	8	Drift X Max	0.090115	0.047134	3.6	0.0130928
Segundo Nivel	21	Drift X Max	0.090542	0.047344	3.6	0.0131511
Segundo Nivel	26	Drift X Max	0.073456	0.039129	3.6	0.0108692
PISO	Etiqueta	Carga	UY			
			m			
Primer Nivel	5	Drift Y Max	0.034327			
Primer Nivel	8	Drift Y Max	0.042981			
Primer Nivel	21	Drift Y Max	0.043198			
Primer Nivel	26	Drift Y Max	0.034327			

Desplazamiento relativo max	PROMEDIO EXTREMO1	PROMEDIO EXTREMO2
0.005429167	0.004629167	0.005418333
VERIFICACION OK		
Desplazamiento relativo max	PROMEDIO EXTREMO1	PROMEDIO EXTREMO2
0.009881111	0.008283333	0.009860139
VERIFICACION OK		
Desplazamiento relativo max	PROMEDIO EXTREMO1	PROMEDIO EXTREMO2
0.013151111	0.010869167	0.013121944
VERIFICACION OK		

Fuente: Elaboración Propia

➤ No Existe Irregularidad Torsional

Irregularidad Torsional Extrema

Tabla 30: Verificación de Irregularidad Torsional Extrema

DIRECCION X						
PISO	Etiqueta	Carga	UX	Desplazamiento	H	Desplazamiento relativo
Cuarto Nivel	5	Drift X Max	0.108626	0.107846	3.6	0.029957222
Cuarto Nivel	8	Drift X Max	0.107276	0.105741	3.6	0.0293725
Cuarto Nivel	21	Drift X Max	0.13757	0.136954	3.6	0.038042778
Cuarto Nivel	26	Drift X Max	0.13757	0.136954	3.6	0.038042778

Desplazamiento relativo max	PROMEDIO EXTREMO1	PROMEDIO EXTREMO2
0.038042778	0.029664861	0.038042778
VERIFICACION OK		

PISO	Etiqueta	Carga	UX	Desplazamiento	H	Desplazamiento relativo
Tercer Nivel	5	Drift X Max	0.094012	0.026057	3.6	0.007238056
Tercer Nivel	8	Drift X Max	0.0928	0.025782	3.6	0.007161667
Tercer Nivel	21	Drift X Max	0.118648	0.034037	3.6	0.009454722
Tercer Nivel	26	Drift X Max	0.118648	0.034037	3.6	0.009454722

Desplazamiento relativo max	PROMEDIO EXTREMO1	PROMEDIO EXTREMO2
0.009454722	0.007199861	0.009454722
VERIFICACION OK		

PISO	Etiqueta	Carga	UX	Desplazamiento	H	Desplazamiento relativo
Segundo Nivel	5	Drift X Max	0.067955	0.034564	3.6	0.009601111
Segundo Nivel	8	Drift X Max	0.067018	0.034174	3.6	0.009492778
Segundo Nivel	21	Drift X Max	0.084611	0.044744	3.6	0.012428889
Segundo Nivel	26	Drift X Max	0.084611	0.044744	3.6	0.012428889

Desplazamiento relativo max	PROMEDIO EXTREMO1	PROMEDIO EXTREMO2
0.012428889	0.009546944	0.012428889
VERIFICACION OK		

PISO	Etiqueta	Carga	UX
			m
Primer Nivel	5	Drift X Max	0.033391
Primer Nivel	8	Drift X Max	0.032844
Primer Nivel	21	Drift X Max	0.039867
Primer Nivel	26	Drift X Max	0.039867

DIRECCION Y						
PISO	Etiqueta	Carga	UY	Desplazamiento	H	Desplazamiento relativo
Cuarto Nivel	5	Drift Y Max	0.119941	0.016665	3.6	0.0046292
Cuarto Nivel	8	Drift Y Max	0.145003	0.019467	3.6	0.0054075
Cuarto Nivel	21	Drift Y Max	0.145659	0.019545	3.6	0.0054292
Cuarto Nivel	26	Drift Y Max	0.119941	0.016665	3.6	0.0046292

Desplazamiento relativo max	PROMEDIO EXTREMO1	PROMEDIO EXTREMO2
0.005429167	0.004629167	0.005418333
VERIFICACION OK		

PISO	Etiqueta	Carga	UY	Desplazamiento	H	Desplazamiento relativo
Tercer Nivel	5	Drift X Max	0.103276	0.029820	3.6	0.0082833
Tercer Nivel	8	Drift X Max	0.125536	0.035421	3.6	0.0098392
Tercer Nivel	21	Drift X Max	0.126114	0.035572	3.6	0.0098811
Tercer Nivel	26	Drift X Max	0.103276	0.029820	3.6	0.0082833

Desplazamiento relativo max	PROMEDIO EXTREMO1	PROMEDIO EXTREMO2
0.009881111	0.008283333	0.009860139
VERIFICACION OK		

PISO	Etiqueta	Carga	UY	Desplazamiento	H	Desplazamiento relativo
Segundo Nivel	5	Drift X Max	0.073456	0.039129	3.6	0.0108692
Segundo Nivel	8	Drift X Max	0.090115	0.047134	3.6	0.0130928
Segundo Nivel	21	Drift X Max	0.090542	0.047344	3.6	0.0131511
Segundo Nivel	26	Drift X Max	0.073456	0.039129	3.6	0.0108692

Desplazamiento relativo max	PROMEDIO EXTREMO1	PROMEDIO EXTREMO2
0.013151111	0.010869167	0.013121944
VERIFICACION OK		

PISO	Etiqueta	Carga	UY
			m
Primer Nivel	5	Drift Y Max	0.034327
Primer Nivel	8	Drift Y Max	0.042981
Primer Nivel	21	Drift Y Max	0.043198
Primer Nivel	26	Drift Y Max	0.034327

Fuente: Elaboración Propia

➤ No Existe Irregularidad Torsional Extrema

Esquinas entrantes

Tabla 31: Verificación de Esquinas Entrantes

ESQUINAS ENTRANTES				
Piso	EJE X=12.89	20% = 2.58	EJE Y = 20.89	20% = 4.18
1	8.92	Irregular	5.02	Irregular
2	8.92	Irregular	5.02	Irregular
3	8.92	Irregular	5.02	Irregular
4	8.92	Irregular	5.02	Irregular

Fuente: Elaboración Propia

- Existe irregularidad por esquinas en ambas dirección $I_{p\ x,y} = 0.90$

Discontinuidad del Diafragma

No existe Irregularidad por Discontinuidad de Diafragma.

Sistemas no Paralelos

No existen sistemas paralelos en la configuración estructural, por ende, no existe irregularidad por este criterio.

2.3.13. DESPLAZAMIENTOS LATERALES PERMISIBLES

Según la norma E-0.30 de diseño sismo-resistente la distorsión límite es de 0.007 para edificaciones de concreto armado.

Tabla 32: Límites para la Distorsión del Entrepiso

Tabla N° 11 LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i/h_e)
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Fuente: RNE – E 0.30

2.3.14. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

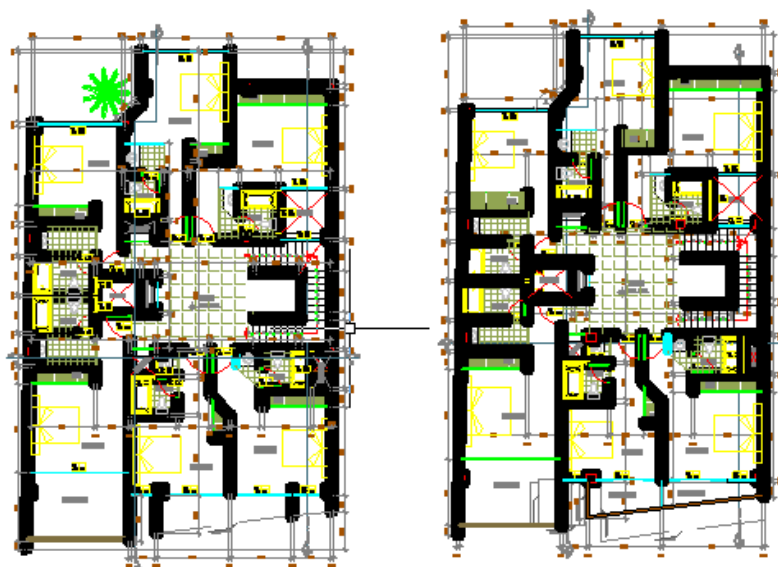
Las estructuras se analizaron mediante modelos matemáticos tridimensionales empleando el software ETABS 2017.0.1

Los efectos de las acciones sísmicas se analizaron suponiendo un comportamiento elástico lineal de las estructuras y mediante un análisis de superposición modal con tres grados de libertad por nodo. La combinación modal en el análisis dinámico, se ha llevado a cabo mediante el método CQC (Combinación Cuadrática Completa), el cual toma en cuenta el acoplamiento entre modos de frecuencias cercanas. El número de modos de vibración considerado en el análisis fue el adecuado para garantizar un porcentaje de participación de la masa (en las direcciones X, Y y Z) mayor al 90%. La componente vertical de las acciones sísmicas se consideró como $2/3$ de la horizontal reduciendo las ordenadas del espectro de diseño con dicho factor.

2.3.15. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

2.3.15.1. Descripción Geométrica

Ilustración 20: Planteamiento Estructural, Primer Nivel, Segundo Nivel, Tercer Nivel y Azotea





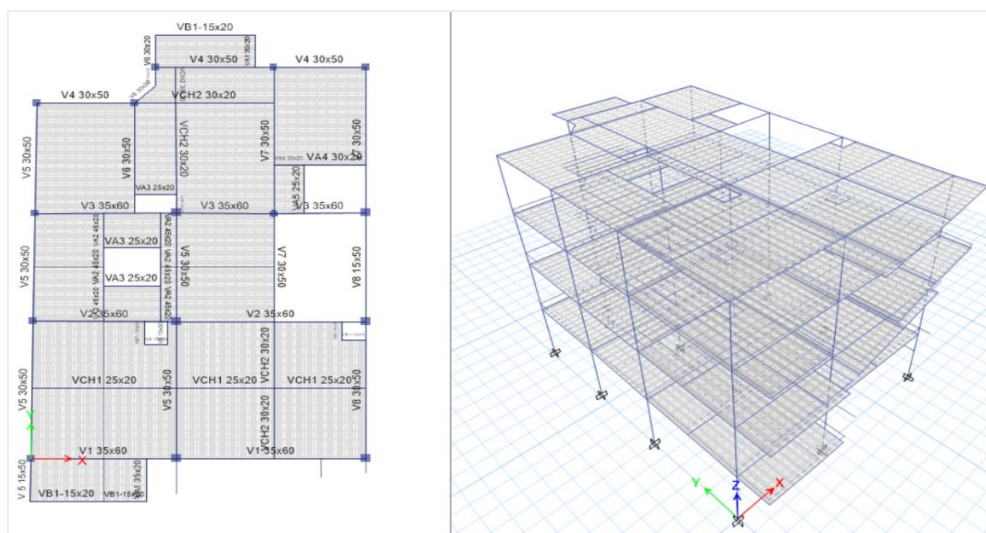
Fuente: *Elaboración Propia*

De acuerdo a los planos de arquitectura alcanzados, el módulo presenta la geometría mostrada en la Ilustración 20, en base a los cuales se realizó la ubicación y distribución de los elementos estructurales

2.3.16. MODELO ESTRUCTURAL

Se ha efectuado el modelo estructural, con la ayuda del software ETABS, y que se indica a continuación:

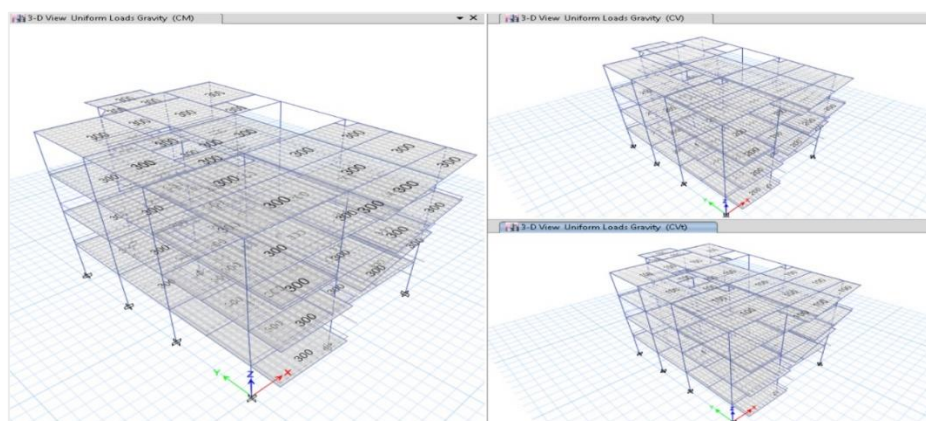
Ilustración 21: *Modelo Matemático del Edificio*



Fuente: *Etabs vs 17*

2.3.17. APLICACIÓN DE CARGAS

Ilustración 22: Aplicación de Carga Muerta y Carga Viva en el Edificio



Fuente: Etabs vs 17

2.3.17.1. Análisis Modal

Según los lineamientos de la norma de diseño Sismorresistente E.030, y considerando las cargas indicadas anteriormente se ha hecho el análisis modal de la estructura total. Para el cálculo del peso de la estructura se ha considerado los lineamientos especificados en la norma para una edificación Común tipo C.

Los períodos fundamentales obtenidos para el módulo en análisis son:

Tabla 33: Límites para la Distorsión del Entrepiso

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0.923	0.19%	85.12%	0.00%	0.19%	85.12%	0.00%	13.78%	0.04%	1.59%	13.78%	0.04%	1.59%
Modal	2	0.816	74.98%	0.74%	0.00%	75.16%	85.86%	0.00%	0.15%	12.35%	11.54%	13.93%	12.39%	13.13%
Modal	3	0.752	12.03%	0.96%	0.00%	87.19%	86.82%	0.00%	0.31%	1.49%	74.27%	14.25%	13.88%	87.40%
Modal	4	0.302	0.01%	9.14%	0.00%	87.21%	95.97%	0.00%	71.56%	0.08%	0.29%	85.81%	13.97%	87.69%
Modal	5	0.266	8.90%	0.05%	0.00%	96.11%	96.02%	0.00%	0.41%	71.11%	0.34%	86.22%	85.08%	88.03%
Modal	6	0.248	0.46%	0.27%	0.00%	96.57%	96.29%	0.00%	2.02%	3.85%	8.44%	88.24%	88.93%	96.47%
Modal	7	0.18	3.28E-05	2.72%	0.00%	96.57%	99.01%	0.00%	7.03%	0.01%	1.40E-03	95.27%	88.94%	96.61%
Modal	8	0.16	2.69%	1.00E-04	0.00%	99.26%	99.02%	0.00%	2.00E-04	7.03%	0.03%	95.29%	95.96%	96.64%
Modal	9	0.149	0.01%	0.18%	0.00%	99.28%	99.20%	0.00%	0.43%	0.05%	2.57%	95.72%	96.01%	99.21%
Modal	10	0.136	1.91E-05	0.70%	0.00%	99.28%	99.89%	0.00%	3.75%	4.21E-05	0.05%	99.48%	96.02%	99.26%
Modal	11	0.121	0.71%	7.29E-07	0.00%	99.99%	99.90%	0.00%	6.23E-06	3.95%	4.05E-05	99.48%	99.97%	99.26%
Modal	12	0.112	0.01%	0.10%	0.00%	100.00%	100.00%	0.00%	0.52%	0.03%	0.74%	100.00%	100.00%	100.00%
Sumatoria			100%	100%							100%			

Fuente: Elaboración Propia

- T x-x = 0.816 s
- T y-y = 0.923s

Tabla 34: Verificación de Masa Participativa

MPx (%) =	100.00
MPy (%) =	100.00
MPrz (%) =	100.00

Fuente: Elaboración Propia

2.3.17.2. Análisis Espectral

Observando la geometría y luego de la verificación de las irregularidades de la estructura en los ítems 9.6.1 y 9.6.2 podemos indicar que existe irregularidad en planta,

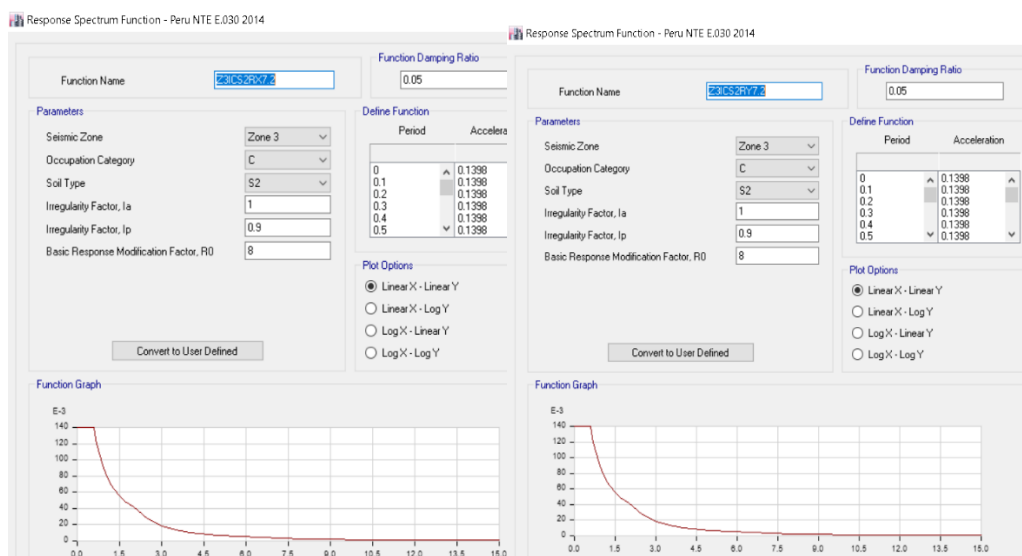
La estructura es Irregular, por lo tanto, el factor de reducción sísmica:

Tabla 35: Coeficiente de Reducción De las Fuerzas Sísmicas

R _{xx}	8	R _{yy}	8
I _a	1	I _a	1
I _p	0.9	I _p	0.9
R _{xx}	7.2	R _{yy}	7.2

Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 23: Espectro de pseudo aceleraciones



Fuente: Etabs vs 17

2.3.18. DESPLAZAMIENTO Y DISTORSIONES

El material predominante en la estructura es el concreto armado, el cual tiene un comportamiento dúctil, la distorsión máxima será de a 0.007, para estructuras Irregulares los desplazamientos relativos se multiplicarán por 0.85R, a continuación, en el siguiente cuadro se presenta los resultados:

Tabla 36: Verificación de la distorsión máxima. Sismo Estático

Story	Derx	Der x Inelasticas	Der y	Der x Inelasticas	Control Der x<0.007	Control Der y <0.007
	m		m			
Piso 4	0.000931	0.005695	0.001210833	0.0074103	Si cumple	No cumple
Piso 3	0.001561	0.009554	0.002078056	0.0127177	No cumple	No cumple
Piso 2	0.001949	0.0119289	0.002604444	0.0159392	No cumple	No cumple
Piso 1	0.001804	0.0110381	0.002268611	0.0138839	No cumple	No cumple

Fuente: Elaboración Propia

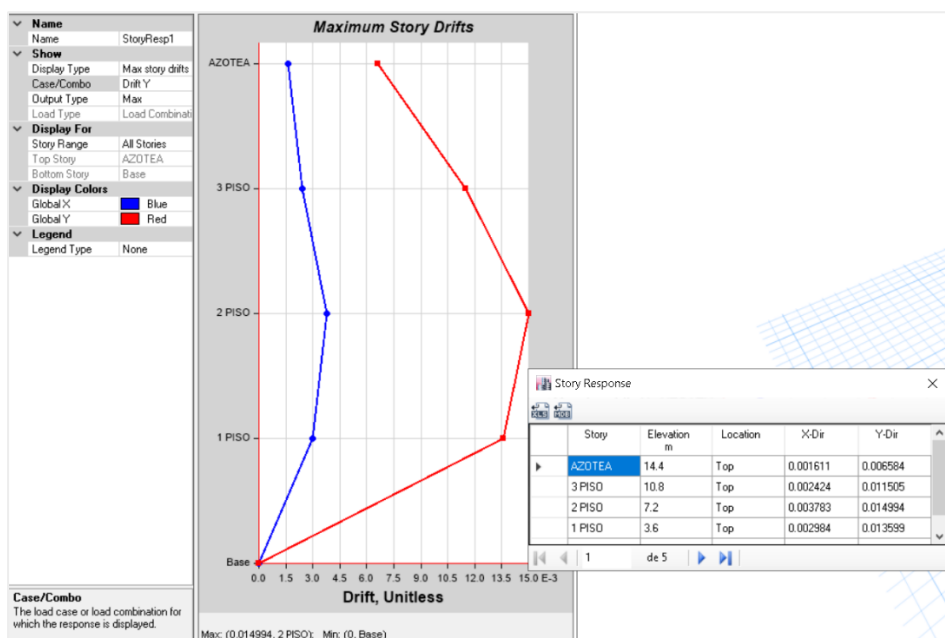
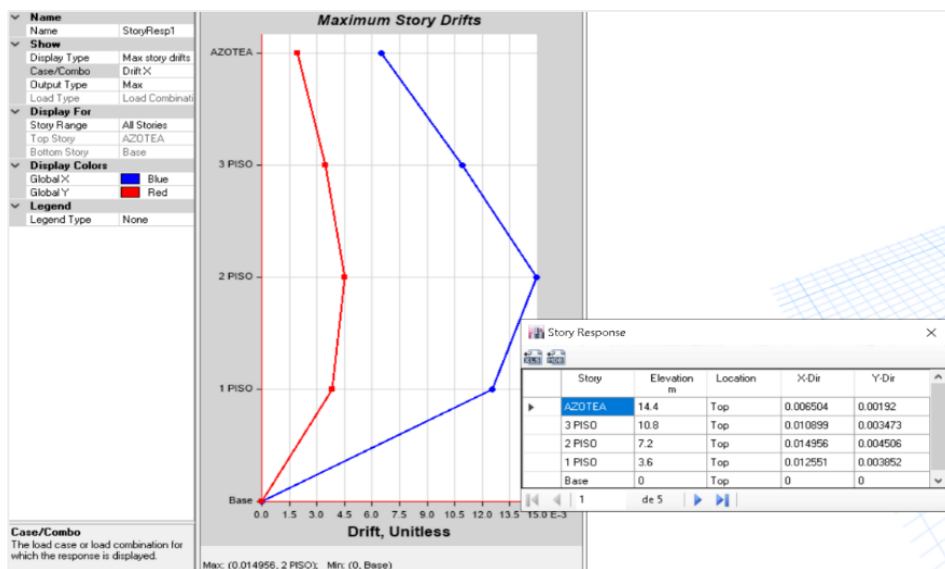
Tabla 37: Verificación de la distorsión máxima. Sismo Dinámico

					0.85*R =	6.12
Story	Load Case/Combo	UX	Hentrepiso	Desplazamientoreal	Distorsion	NORMA
		m				
Piso 4	Sdx Max	0.02642	3.6	0.003826	0.006504	SI CUMPLE
Piso 3	Sdx Max	0.02259	3.6	0.006411	0.010899	NO CUMPLE
Piso 2	Sdx Max	0.01618	3.6	0.008798	0.014956	NO CUMPLE
Piso 1	Sdx Max	0.00738	3.6	0.007383	0.012551	NO CUMPLE

					0.85R =	6.12
Story	Load Case/Combo	UY	Hentrepiso	Desplazamientoreal	Distorsion	NORMA
		m				
Piso 4	Sdy Max	0.02746	3.6	0.003873	0.006584	SI CUMPLE
Piso 3	Sdy Max	0.02359	3.6	0.006768	0.011505	NO CUMPLE
Piso 2	Sdy Max	0.01682	3.6	0.008820	0.014994	NO CUMPLE
Piso 1	Sdy Max	0.00800	3.6	0.007999	0.013599	NO CUMPLE

Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 24: Representación Gráfica de las Derivas Máximas, Eje x e Eje y



Fuente: Etabs vs 17

2.3.18.1. Verificación de la Cortante Mínima

2.3.18.1.1. Cortante Total en la Base

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones, para cada dirección se hallará:

$$V_{est} = \frac{ZUCS}{R} \times P_{sismo}$$

2.3.18.1.2. Cortante Mínimo en la Base

Para el cálculo del cortante estático consideramos el Peso Sísmico (Psismico) de la edificación como el proveniente de toda la carga muerta más el 25% de la carga viva, debido a que se trata de una edificación de categoría tipo C, tal como lo indica el ítem 4.3 de la NTE E-030.

2.3.18.1.3. Cortante Basal por Análisis Dinámico y Estático

Se muestra la Tabla de Valores de la Fuerza Cortante Estática y Dinámica proporcionados por el software Etabs.

Tabla 38: Cálculo de la Fuerza Cortante Estática

TABLE: Auto Seismic -User Coefficients								
Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity	Bottom Story	C	K	Weight Used	Base Shear
			%				kgf	kgf
SEX	Seismic	X + Ecc. Y	5	Base	0.0908	1.2115	737540.3965	67005.23871
SEY	Seismic	Y + Ecc. X	5	Base	0.0908	1.2115	737540.3965	67005.23871

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 39: Cálculo de la Fuerza Cortante Dinámica

TABLE: Story Force					
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY
			kgf	kgf	kgf
Story1	SDX Max	Bottom	0	63683.36	4337.5
Story1	SDY Max	Bottom	0	4337.5	57903.38

Fuente: Elaboración Propia

2.3.18.1.4. Factor de Corrección por Cortante Mínima

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrespacio del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor calculado en 11.7.1 y cuyos resultados se muestran en la Tabla N°24 para las estructuras

regulares, ni menor que el 90% para las estructuras irregulares.

Tabla 40: Verificación de la Fuerza Cortante Mínima

VERIFICACIÓN DE LA FUERZA CORTANTE MÍNIMA				
Dirección Análisis	Cortantes Dinámicas Vdin (Kg)	Cortantes Estáticas Vest (Kg)	90% Vest	Verificación
Dirección X	63683.36	67005.2387	60304.72	Ok
Dirección Y	57903.38	67005.2387	60304.72	Escalar

Fuente: Elaboración Propia

Entonces es necesario escalar proporcionalmente todos los valores del Análisis Dinámico, por un factor de corrección obtenido del cociente del 90% del V estático entre el V dinámico.

Tabla 41: Cálculo del Factor de Escala para la Cortante

CÁLCULO DEL FACTOR DE ESCALA PARA LA CORTANTE			
Dirección Análisis	Cortantes Dinámicas Vdin (Kg)	Cortantes Estáticas 0.90% Vest (Kg)	Factor Escala
Dirección Y	57903.38	60304.72	1.04

Fuente: Elaboración Propia

Después de realizar el escalamiento proporcional en cada dirección de análisis, se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 42: Verificación de la Fuerza Cortante Mínima (Escalada)

VERIFICACIÓN DE LA FUERZA CORTANTE MÍNIMA (ESCALADO)				
Dirección Análisis	Cortantes Dinámicas	Cortantes Estáticas	90%	Verificación
	Vdin (Kg)	Vest (Kg)	Vest	
Dirección Y	22888.75	25431.89	22888.70	Ok
Dirección Y	22888.71	25431.89	22888.70	Ok

Fuente

Fuente: Elaboración Propia

2.4. PROCESOS PARA DETERMINAR EL DESEMPEÑO SISMICO CON EL ANALISIS SISMICO NO LINEAL-PUSHOVER EN ETABS VS17 SEGÚN ASCE 41-13, FEMA 440 Y E0.30

El objeto en estudio, es una Edificación Existente, designado su uso para Hotel, ubicado en el Distrito de La Banda de Shilcayo, en la Provincia y Región de San Martín.

Para realizar la evaluación del desempeño sísmico mediante el análisis sísmico no lineal Pushover del objeto en estudio antes mencionado, se tuvo en cuenta el uso del Software de Elementos Finitos, llamado “Etabs” en su versión 17, que es un software de modelado, análisis y diseño de Estructuras de todo tipo, y un dato muy importante para la presente evaluación es que este software también nos permite evaluar estructuras mediante parámetros en un rango inelástico.

2.4.1. PROPIEDADES NO LINEALES DE LOS MATERIALES

En el Software Etabs se crearon los materiales correspondientes a los elementos estructurales del Edificio Existente, y también se configuraron sus respectivas propiedades no lineales

2.4.1.1. Concreto

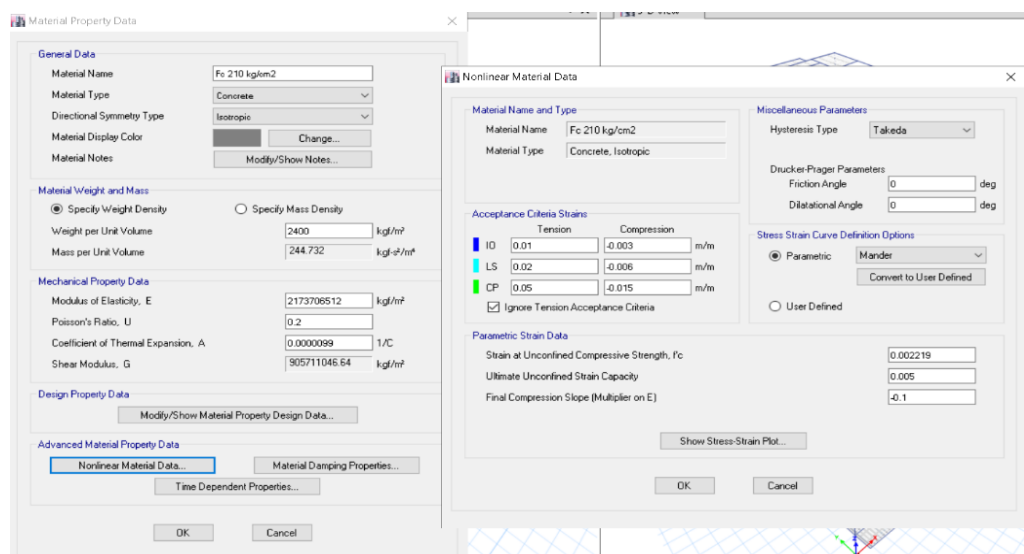
2.4.1.1.1. Concreto Confinado

Se uso el Tipo de Histéresis del “Modelo Takeda” debido a que su rigidez inicial es un relativamente mayor que otros modelos de plasticidad, a razón que el programa usa un modelo bilineal donde la rigidez inicial es reducida, y tiende a producir errores.

En la curva esfuerzo deformación se usó el parámetro del “Modelo de Mander”, debido a que este modelo está definido por una curva continua y considera que el efecto del confinamiento no solo incrementa la capacidad de deformación del concreto ϵ_c , sino también la resistencia a compresión del concreto. En este modelo la deformación unitaria última ϵ_u del concreto se presenta cuando se fractura el refuerzo transversal y por lo tanto ya no es capaz de confinar al núcleo de concreto, por lo que las deformaciones transversales del núcleo de concreto tenderán a ser muy grandes.

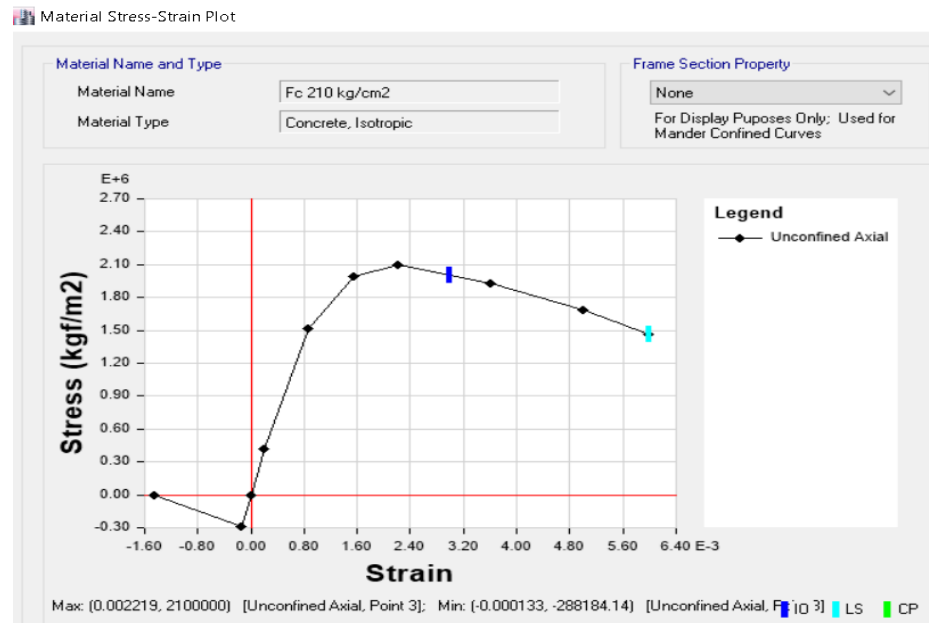
Es aplicable para secciones circulares y rectangulares o cuadradas, Paprovic (1973)

Ilustración 25: Propiedades del Concreto Confinado



Fuente: Etabs vs 17

Ilustración 26: Diagrama de la curva esfuerzo- deformación del concreto confinado



Fuente : Etabs vs 17

2.4.1.2. Acero Estructural

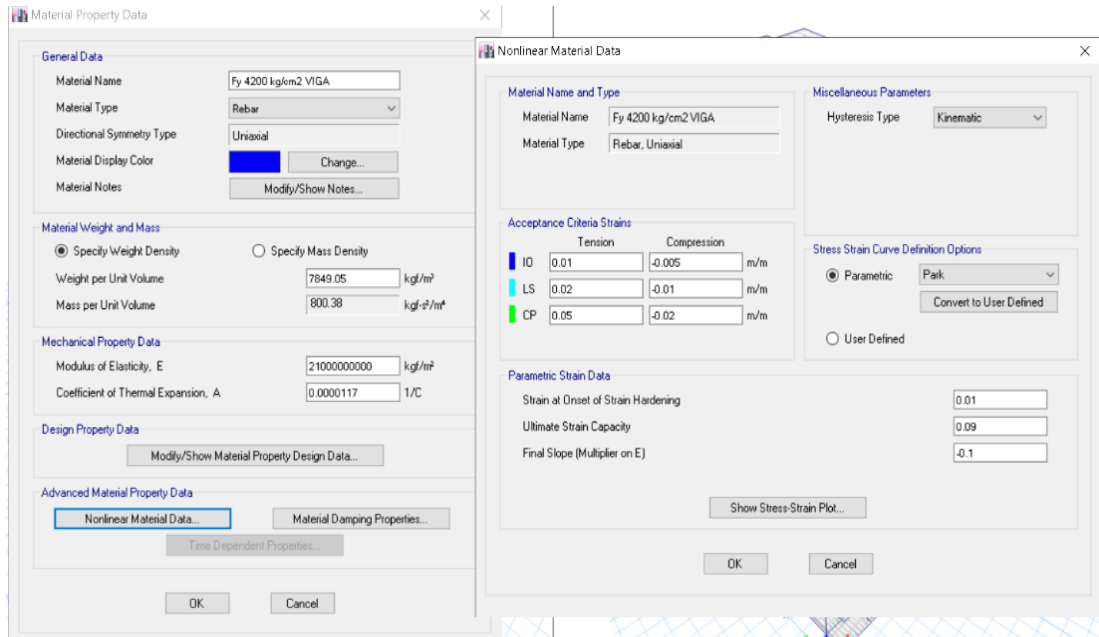
Se uso el Tipo de Histéresis del “Modelo Cinemático”, debido a que este modelo se basa en el comportamiento de endurecimiento cinemático y disipa una gran cantidad de energía.

En la curva esfuerzo deformación se usó el parámetro del “Modelo de Park” debido a que define muy bien la curva que relaciona el esfuerzo – deformación del acero de refuerzo, ya que se ha demostrado que se aproxima en gran medida a modelos experimentales, resultados más reales.

Según Criterio del ACI, concniente a los Núcleos de Unión Viga-Columna, las fuerzas de refuerzo longitudinal de vigas en la cara del nudo debe determinarse suponiendo que la resistencia en el refuerzo a tracción por flexión (F_{ye}) es de $1.25F_y$ ($F_{ye} = 5250 \text{ kg/cm}^2$).

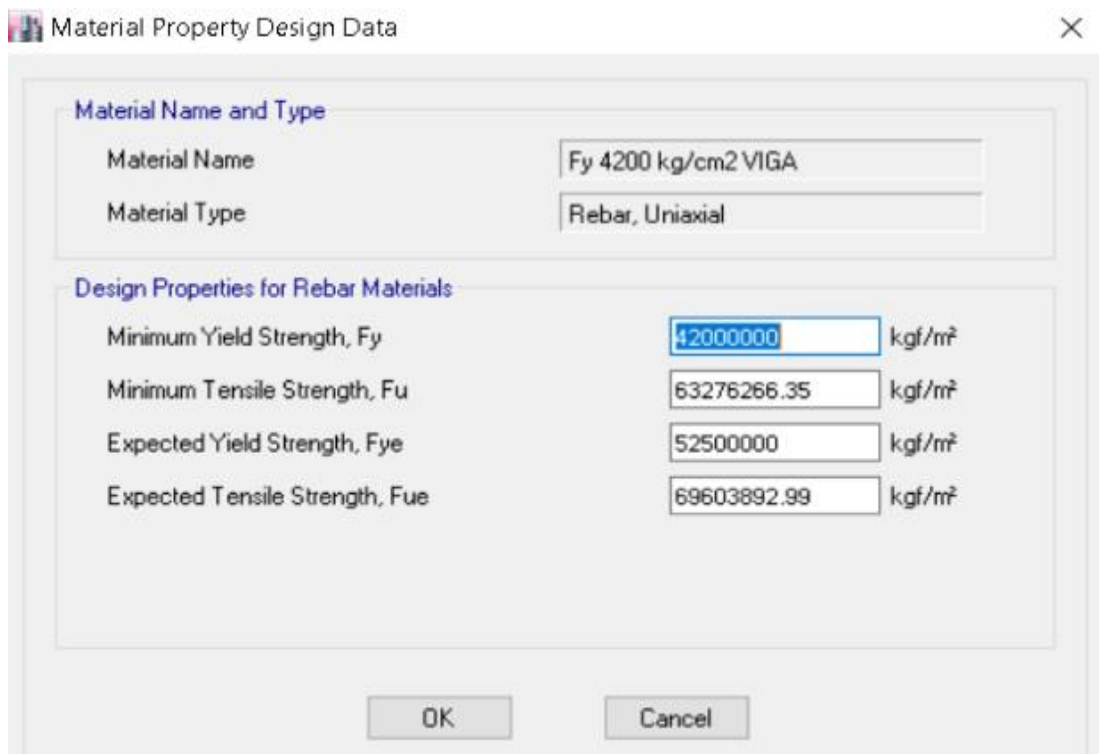
2.4.1.2.1. Acero Estructural en Vigas

Ilustración 27: Propiedades No Lineales de Acero de Refuerzo



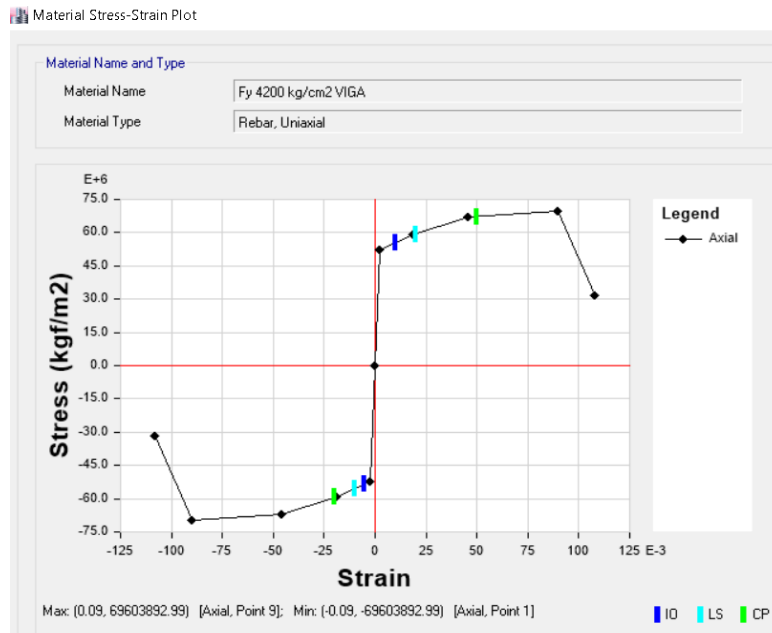
Fuente : Etabs vs 17

Ilustración 28: Propiedades de Diseño de Acero de Refuerzo



Fuente: Etabs vs 17

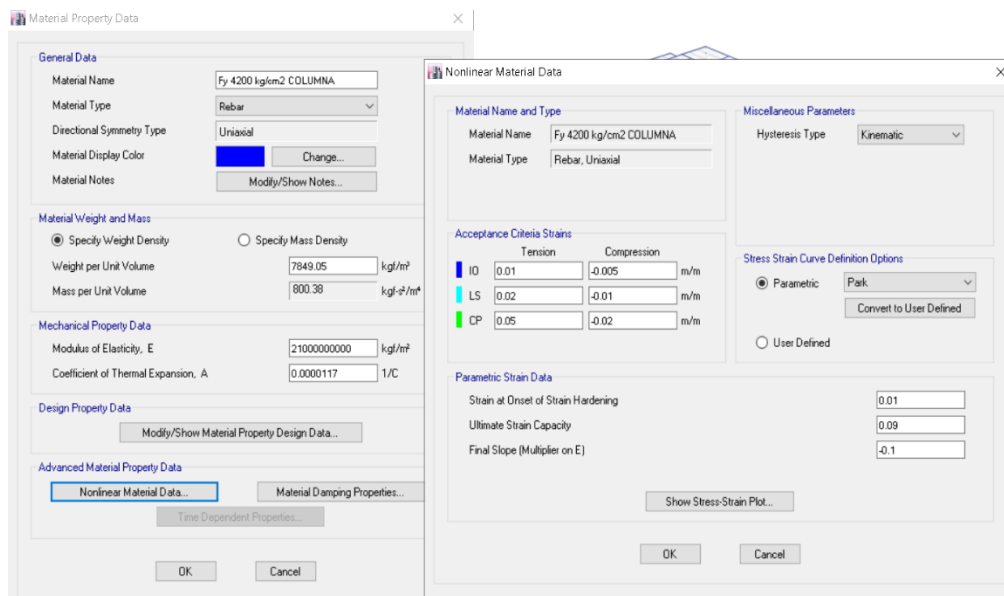
Ilustración 29: Diagrama de la curva esfuerzo- deformación del Acero de Refuerzo



Fuente: Etabs vs 17

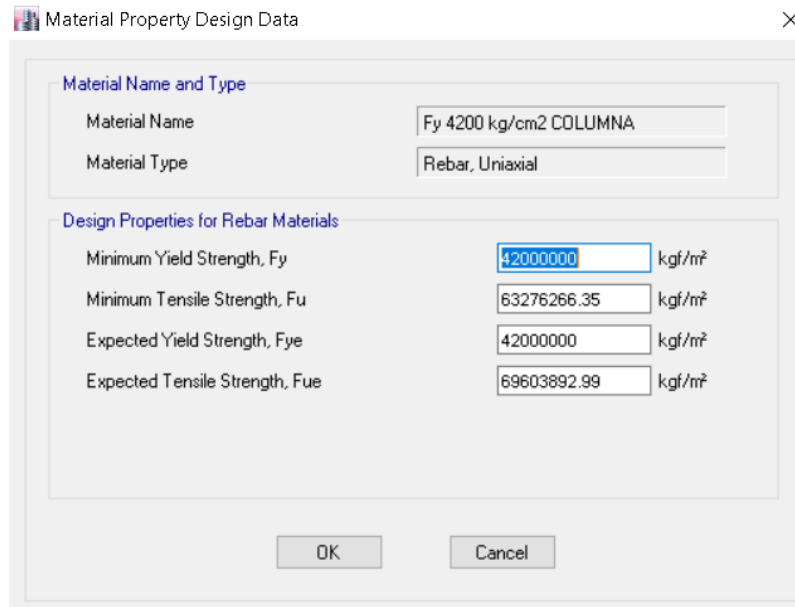
2.4.1.2.2. Acero Estructural en Columnas

Ilustración 30: Propiedades No Lineales de Acero de Refuerzo



Fuente: Etabs vs 17

Ilustración 31: Propiedades de Diseño del Acero de Refuerzo



Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name: Fy 4200 kg/cm2 COLUMNA

Material Type: Rebar, Uniaxial

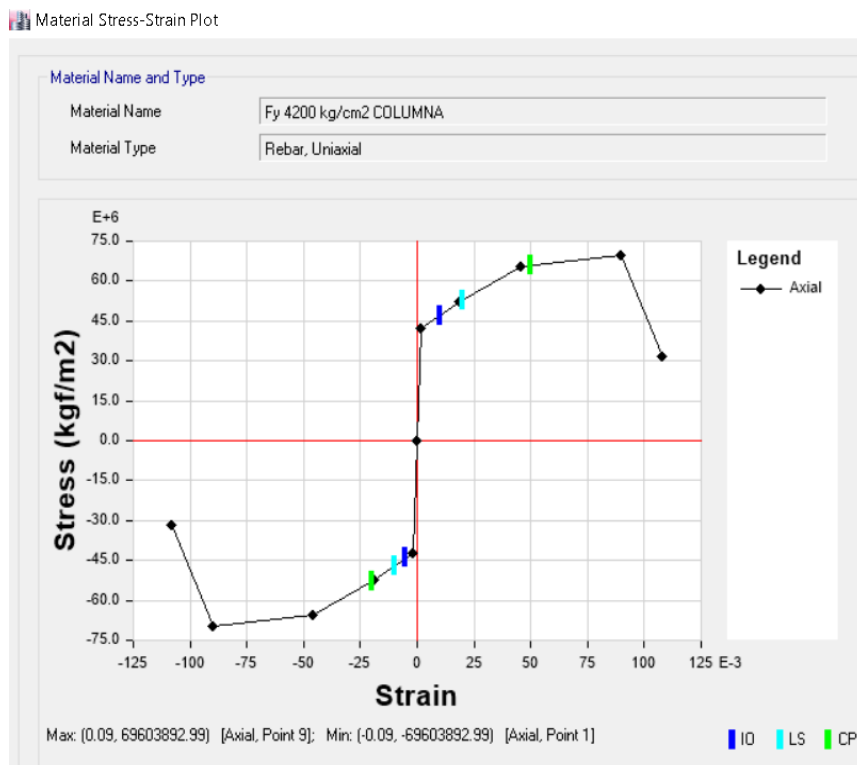
Design Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Strength, Fy	42000000	kgf/m ²
Minimum Tensile Strength, Fu	63276266.35	kgf/m ²
Expected Yield Strength, Fye	42000000	kgf/m ²
Expected Tensile Strength, Fue	69603892.99	kgf/m ²

OK Cancel

Fuente: Etabs vs 17

Ilustración 32: Diagrama de la curva esfuerzo- deformación del Acero de Refuerzo



Fuente: Etabs vs 17

2.4.2. ELEMENTOS ESTRUCTURALES

2.4.2.1. Valores de Rigidez Efectiva

La rigidez es la característica que relaciona fuerzas actuantes con las deformaciones que producen en los elementos. Según, Paulay & Priestley señalan que, ante cargas sísmicas, es importante tomar en cuenta la influencia del agrietamiento que se presenta en los elementos debido a los efectos de tensión. De no considerarse los efectos de este fenómeno, la precisión que se espera de un análisis modal se reduce considerablemente (1992: 10-11).

Bajo esta premisa para la presente evaluación se consideró los valores del ASCE 41-13 para la reducción de rigidez, con el fin producir el agrietamiento en los elementos estructurales.

Tabla 43: Valores de Rigidez Efectiva

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed ^a	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	—
Beams—prestressed ^a	$E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	—
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_g f'_c$	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_g f'_c$ or with tension	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$ (compression) $E_c A_g$ (tension)
Beam-column joints	Refer to Section 10.4.2.2.1		$E_c A_g$
Flat slabs—nonprestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_c A_g$	—
Flat slabs—prestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_c A_g$	—
Walls-cracked ^b	$0.5E_c A_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$ (compression) $E_c A_g$ (tension)

^aFor T-beams, I_g can be taken as twice the value of I_g of the web alone. Otherwise, I_g should be based on the effective width as defined in Section 10.3.1.3. For columns with axial compression falling between the limits provided, flexural rigidity should be determined by linear interpolation. If interpolation is not performed, the more conservative effective stiffnesses should be used.

^bSee Section 10.7.2.2.

Fuente: ASCE 41-13

2.4.2.2. Columnas

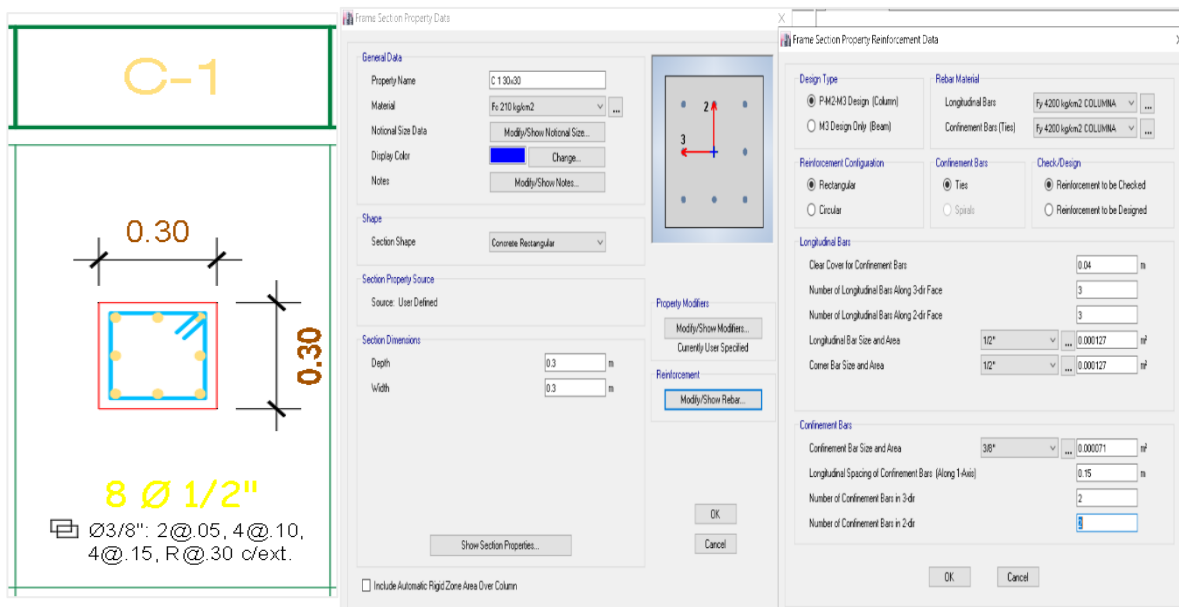
- Se modelaron Tipo “Frame”
- Se crearon según sus dimensiones y materiales
- Se asignó el acero estructural correspondiente según Planos Estructurales
- Asignación de Rigidez Efectiva (ASCE 41-13)

Tabla 44: Dimensiones y Acero Estructural en Columnas

TIPO	DIMENSIONES		ACERO			Area cm ²
	B	D	Posicion	#	ϕ	
C1	30	30	Esquina	4	1/2	10.13
			Laterales	4	1/2	
C2	40	35	Esquina	4	3/4	34.20
			Laterales	8	3/4	
C3	40	35	Esquina	4	1/2	15.20
			Laterales	8	1/2	
C4	30	30	Esquina	4	5/8	15.83
			Laterales	4	5/8	
C5	40	35	Esquina	4	5/8	23.75
			Laterales	8	5/8	
C6-I	30	30	Esquina	4	1/2	10.13
			Laterales	4	1/2	
C6-D	30			8	1/2	10.13
C7	30	30	Esquina	4	3/4	22.80
			Laterales	4	3/4	
CL	15	25	Esquina	4	3/8	4.28
			Laterales	2	3/8	

Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 33: Dimensiones, Material y Acero Estructural en Columnas asignadas en el Software



Fuente: Etabs vs 17

Ilustración 34: Asignación de Rigidez Efectiva

Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	0.4
Shear Area in 3 direction	0.4
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.7
Moment of Inertia about 3 axis	0.7
Mass	1
Weight	1

Fuente: Etabs vs 17 – ASCE 41-13

2.4.2.3. Vigas

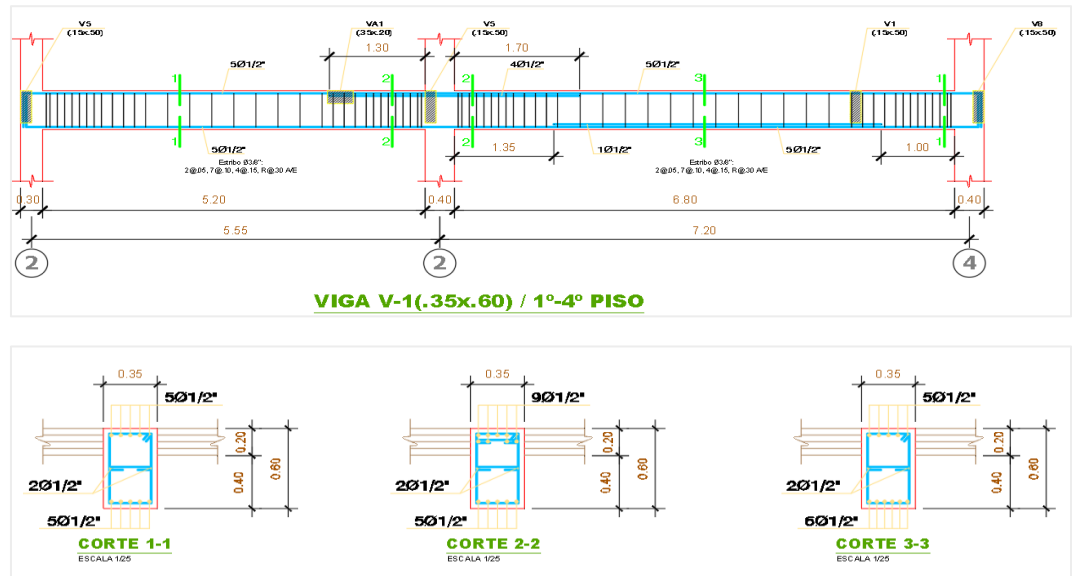
Tabla 45: Dimensiones y Acero Estructural en Vigas

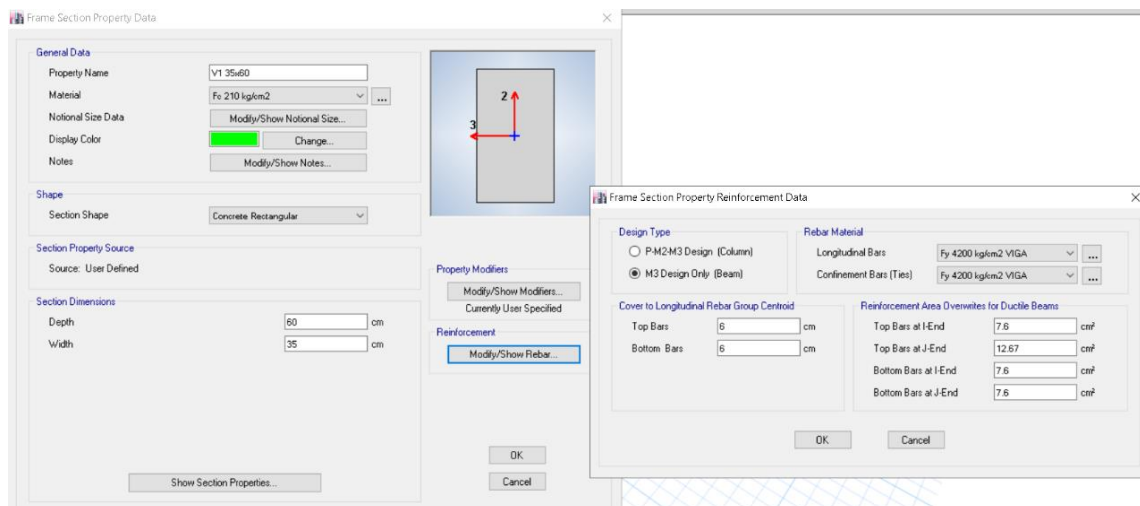
TIPO	DIMENSIONES		PUNTO I				PUNTO J			
	B	H	Posicion	#	ϕ	Area cm ²	Posicion	#	ϕ	Area cm ²
V-1	35	60	Superior (Top)	5	1/2	7.60	Superior (Top)	9	1/2	12.67
			Montaje	2	1/2		Montaje	2	1/2	
			Inferior (Bottom)	5	1/2	7.60	Inferior (Bottom)	5	1/2	7.60
V-2	35	60	Superior (Top)	5	1/2	7.60	Superior (Top)	7	1/2	10.13
			Montaje	2	1/2		Montaje	2	1/2	
			Inferior (Bottom)	5	1/2	7.60	Inferior (Bottom)	5	1/2	7.60
V-3	35	60	Superior (Top)	5	1/2	7.60	Superior (Top)	6	1/2	8.87
			Montaje	2	1/2		Montaje	2	1/2	
			Inferior (Bottom)	5	1/2	7.60	Inferior (Bottom)	6	1/2	8.87
V-4	30	50	Superior (Top)	4	1/2	6.33	Superior (Top)	4	1/2	6.33
			Montaje	2	1/2		Montaje	2	1/2	
			Inferior (Bottom)	4	1/2	6.33	Inferior (Bottom)	4	1/2	6.33
V-5	15	50	Superior (Top)	6	1/2	8.87	Superior (Top)	6	1/2	8.87
			Montaje	2	1/2		Montaje	2	1/2	
			Inferior (Bottom)	2	1/2	3.80	Inferior (Bottom)	2	1/2	3.80
V-5-1	30	50	Superior (Top)	5	1/2	7.60	Superior (Top)	4	1/2	6.33
			Montaje	2	1/2		Montaje	2	1/2	
			Inferior (Bottom)	4	1/2	6.33	Inferior (Bottom)	4	1/2	6.33
V-6	30	50	Superior (Top)	6	1/2	8.87	Superior (Top)	6	1/2	8.87
			Montaje	2	1/2		Montaje	2	1/2	
			Inferior (Bottom)	4	1/2	6.33	Inferior (Bottom)	4	1/2	6.33
V-6-1	30	20	Superior (Top)	4	1/2	5.07	Superior (Top)	4	1/2	5.07
			Montaje	0			Montaje	0		
			Inferior (Bottom)	4	1/2	5.07	Inferior (Bottom)	4	1/2	5.07
V-7	30	50	Superior (Top)	6	1/2	8.87	Superior (Top)	8	1/2	11.40
			Montaje	2	1/2		Montaje	2	1/2	
			Inferior (Bottom)	4	1/2	6.33	Inferior (Bottom)	4	1/2	6.33
V-8	15	50	Superior (Top)	4	1/2	5.07	Superior (Top)	4	1/2	5.07
			Montaje	0	0		Montaje	0	0	
			Inferior (Bottom)	4	1/2	5.07	Inferior (Bottom)	4	1/2	5.07
V-8-1	30	50	Superior (Top)	4	1/2	5.07	Superior (Top)	4	1/2	6.33
			Montaje	0	1/2		Montaje	2	1/2	
			Inferior (Bottom)	2	1/2	2.53	Inferior (Bottom)	4	1/2	6.33

TIPO	DIMENSIONES		PUNTO I				PUNTO J			
	B	H	Posicion	ACERO #	φ	Area cm2	Posicion	ACERO #	φ	Area cm2
VA-1	35	20	Superior (Top)	5	3/4	14.25	Superior (Top)	5	3/4	14.25
			Inferior (Bottom)	3	1/2		Inferior (Bottom)	3	1/2	
VA-2	45	20	Inferior (Bottom)	2	5/8	7.76	Inferior (Bottom)	2	5/8	7.76
			Superior (Top)	4	3/4	13.38	Superior (Top)	4	3/4	13.38
			Superior (Top)	1	5/8		Superior (Top)	1	5/8	
VA-3	25	20	Inferior (Bottom)	2	1/2	7.76	Inferior (Bottom)	2	1/2	7.76
			Superior (Top)	2	1/2	2.53	Superior (Top)	2	1/2	2.53
			Montaje	0	1/2		Montaje	0	1/2	
VA-4	30	20	Inferior (Bottom)	2	1/2	2.53	Inferior (Bottom)	2	1/2	2.53
			Superior (Top)	2	1/2	2.53	Superior (Top)	2	1/2	2.53
			Montaje	0	1/2		Montaje	0	1/2	
VA-5	25	20	Inferior (Bottom)	2	1/2	2.53	Inferior (Bottom)	2	1/2	2.53
			Superior (Top)	3	1/2	3.80	Superior (Top)	3	1/2	3.80
			Montaje	0	1/2		Montaje	0	1/2	
VA-6	15	60	Inferior (Bottom)	3	1/2	3.80	Inferior (Bottom)	3	1/2	3.80
			Superior (Top)	4	1/2	6.33	Superior (Top)	4	1/2	6.33
			Montaje	2	1/2		Montaje	2	1/2	
VA-7	30	20	Inferior (Bottom)	4	1/2	6.33	Inferior (Bottom)	4	1/2	6.33
			Superior (Top)	4	5/8	7.92	Superior (Top)	4	5/8	7.92
			Montaje	0	1/2		Montaje	0	1/2	
VA-8	60	20	Inferior (Bottom)	4	1/2	5.07	Inferior (Bottom)	4	1/2	5.07
			Superior (Top)	8	3/4	22.80	Superior (Top)	8	3/4	22.80
			Montaje	0			Montaje	0		
VB-1	15	20	Inferior (Bottom)	8	5/8	15.83	Inferior (Bottom)	8	5/8	15.83
			Superior (Top)	1	3/8	0.71	Superior (Top)	1	3/8	0.71
			Montaje	0	1/2		Montaje	0	1/2	
VCH-1	25	20	Inferior (Bottom)	1	3/8	0.71	Inferior (Bottom)	1	3/8	0.71
			Superior (Top)	2	1/2	2.53	Superior (Top)	2	1/2	2.53
			Montaje	0	0		Montaje	0	0	
VCH-2	30	20	Inferior (Bottom)	2	1/2	2.53	Inferior (Bottom)	2	1/2	2.53
			Superior (Top)	3	1/2	3.80	Superior (Top)	3	1/2	3.80
			Montaje	0	1/2		Montaje	0	1/2	
VCH-2	30	20	Inferior (Bottom)	3	1/2	3.80	Inferior (Bottom)	3	1/2	3.80
			Montaje	0	1/2		Montaje	0	1/2	

Fuente: Elaboración Propia


Ilustración 35: Dimensiones, Material y Acero Estructural en Vigas asignadas en el Software

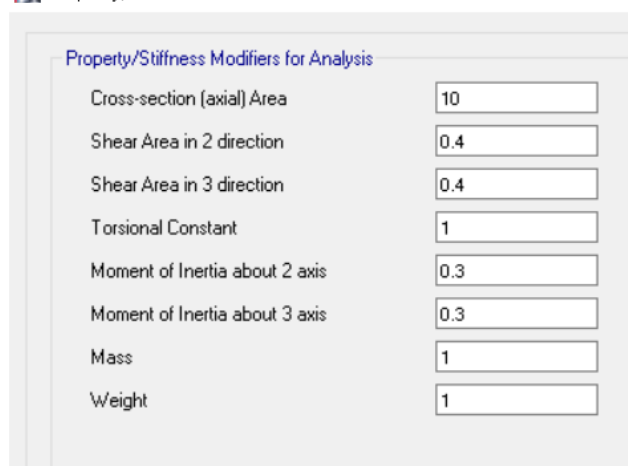




Fuente: *Elaboración Propia*

Ilustración 36: *Asignación de Rigidez Efectiva*

 Property/Stiffness Modification Factors



Fuente: *Etabs vs 17 – ASCE 41-13*

2.4.3. ASIGNACIÓN PATRÓN DE CARGAS LATERALES

Para poder aplicar la Técnica de Pushover primero se selecciona una carga lateral, para que luego sea incrementada monotónicamente.

Se uso la distribución de carga lateral según el caso C del Grupo 1, que forma parte de los grupos propuestos por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA), y define que la distribución vertical es proporcional a la distribución de cortantes por piso, calculadas combinando respuestas modales (CQC) de un

análisis de espectro de respuesta del edificio, incluyendo modos suficientes para capturar al menos el 90% de la masa total del edificio.

Tabla 46: Cálculo de Patrones de Carga Lateral

Story	Elevation	Location	X-Dir	Fx	FLAT-X (PUSH)	Y-Dir	Fy	FLAT-Y (PUSH)
	m		kgf	kgf	kgf	kgf	kgf	kgf
AZOTEA	14.4	Top	23612.9	23612.9	3207.77	22651.36	22651.36	3231.21
3 PISO	10.8	Top	42738.92	19126.02	2598.24	40574.38	17923.02	2556.72
2 PISO	7.2	Top	56322.2	13583.28	1845.27	53294.55	12720.17	1814.53
1 PISO	3.6	Top	63683.36	7361.16	1000	60304.73	7010.18	1000

Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 37: Asignación de los Patrones de Carga Lateral al centro de masa

User Seismic Loads on Diaphragms

Number of Load Sets:

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx kgf	Fy kgf	Mz kgf-cm
AZOTEA	D4	3207.77	0	0
3 PISO	D3	2598.24	0	0
2 PISO	D2	1845.27	0	0
1 PISO	D1	1000	0	0

1

Apply Load at Diaphragm Center of Mass

Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms):

User Seismic Loads on Diaphragms

Number of Load Sets:

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx kgf	Fy kgf	Mz kgf-cm
AZOTEA	D4	0	3231.21	0
3 PISO	D3	0	2556.72	0
2 PISO	D2	0	1814.53	0
1 PISO	D1	0	1000	0

1

Apply Load at Diaphragm Center of Mass

Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms):

Fuente: Etabs vs 17

2.4.4. ASIGNACIÓN DE CARGAS ESTÁTICAS NO LINEALES-PUSHOVER

2.4.4.1. Carga Tipo Gravitacional (CGNL)

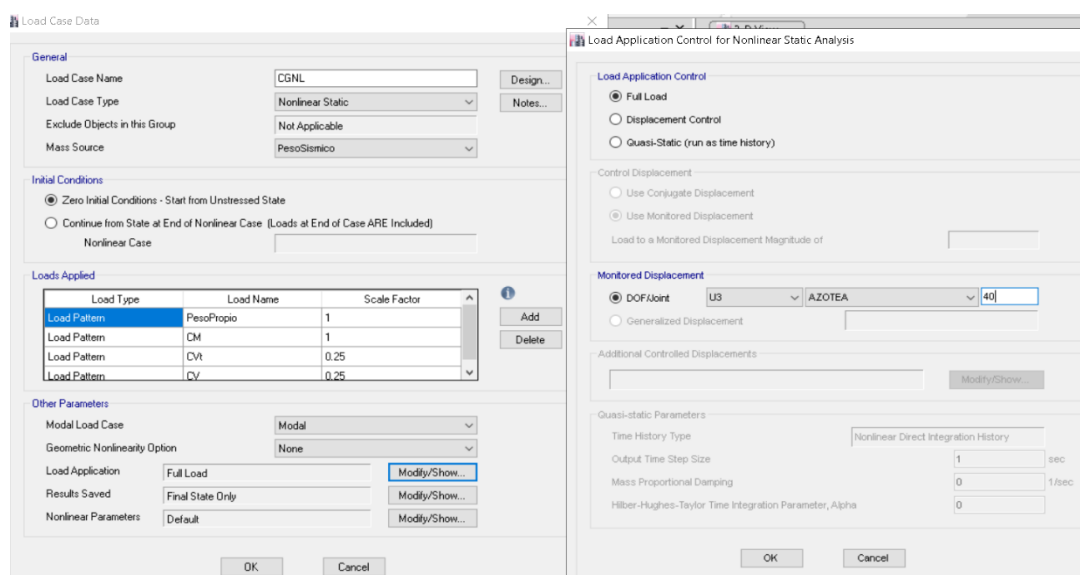
La carga gravitacional debe considerarse constante y esta misma debe trabajar en paralelo con la fuerza lateral.

La ASCE 41-13, considera que la carga gravitacional para un análisis no lineal al considerar fuerzas laterales debe ser la siguiente: En donde

$$Q_G = Q_L + Q_D + Q_S$$

La carga variable Q_L debe ser considerada en 25%.

Ilustración 38: Asignación De la Carga Gravitacional



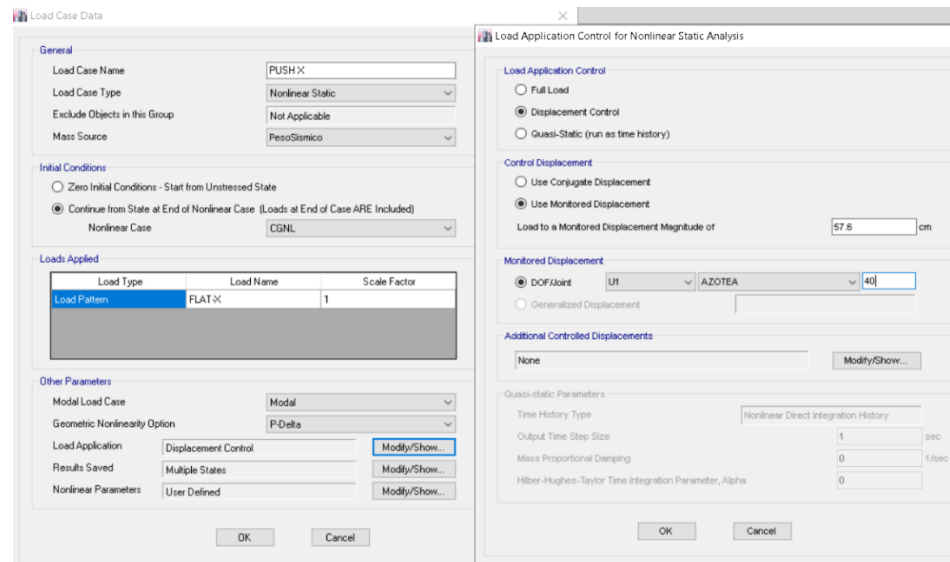
Fuente: Etabs vs 17

2.4.4.2. Carga Tipo Empuje Lateral (PUSH X y PUSH Y)

Se define el patrón de carga lateral en función a la distribución de cortantes por piso, calculadas combinando respuestas modales (CQC), que comenzará desde el estado de cargas de gravedad no lineal (CGNL) y Se asigna la carga PUSH X y PUSH Y, la cual consiste en empujar a la estructura en el sentido X y en el sentido Y respectivamente. Para monitorear el

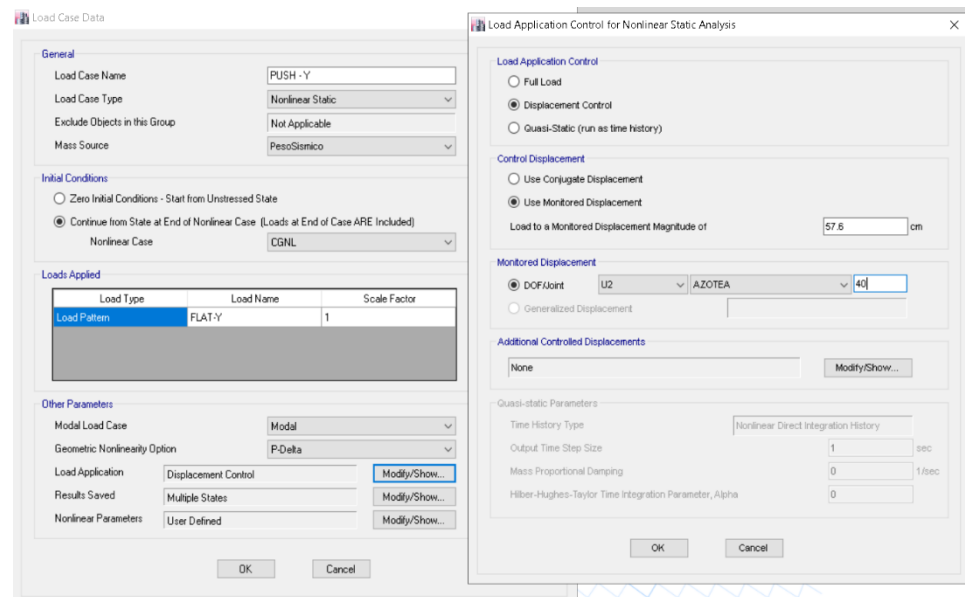
comportamiento se debe asignar el nudo de control ubicado en el centro de masas del último piso, con un control de este desplazamiento igual al 4% de la altura del edificio; el propósito es aplicar la carga en el sentido X y sentido Y positivo hasta que la estructura colapse, y también se considera el efecto de no linealidad geométrica (P-Delta).

Ilustración 39: Asignación de carga PUSH X estática no-lineal



Fuente: Etabs vs 17

Ilustración 40: Asignación de carga PUSH Y estática no-lineal



Fuente: Etabs vs 17

2.4.5. ASIGNACIÓN DE ROTULAS PLÁSTICAS EN VIGAS Y COLUMNAS

Se asignan las rótulas plásticas para considerar la degradación de la rigidez de la estructura y así poder evaluar su comportamiento en el rango no lineal. Para la fiabilidad del modelamiento sísmico se asignan en los extremos de las columnas y vigas.

En vigas el porcentaje de distancia relativa se calcula teniendo en cuenta la longitud de la viga al centro de columna, y también teniendo en cuenta la dimensión de este último.

En columnas el porcentaje de distancia relativa en su extremo superior se calcula teniendo en cuenta la longitud de la columna hasta la parte superior de la viga, y también teniendo en cuenta la dimensión de este último, mientras que en su extremo inferior queda a criterio del profesional a cargo.

Para realizar la asignación lo primero se seleccionan todas las vigas y se configura, como se muestra en la figura. Las rótulas se asignan de forma automática para el frame.

Tabla 47: Cálculo de porcentaje de distancia relativa en viga

VIGA PRINCIPAL

EJE A-A	LI (m)	LD (m)	LV (m)	LRE LI (m)	LRE LD (m)
1 TRAMO	0.3	0.4	5.6982	0.026	0.964
2 TRAMO	0.4	0.4	7.3974	0.027	0.972

EJE B-B	LI (m)	LD (m)	LV (m)	LRE LI (m)	LRE LD (m)
1 TRAMO	0.3	0.4	5.6013	0.026	0.964
2 TRAMO	0.4	0.4	7.3974	0.027	0.972

EJE C-C	LI (m)	LD (m)	LV (m)	LRE LI (m)	LRE LD (m)
1 TRAMO	0.3	0.4	5.5256	0.027	0.963
2 TRAMO	0.4	0.3	3.7975	0.052	0.96
3 TRAMO	0.3	0.4	3.6001	0.041	0.944

EJE D-D	LI (m)	LD (m)	LV (m)	LRE LI (m)	LRE LD (m)
1 TRAMO	0.3	0.3	3.8207	0.039	0.96

EJE E-E	LI (m)	LD (m)	LV (m)	LRE LI (m)	LRE LD (m)
1 TRAMO	0.3	0.3	4.625	0.032	0.967
2 TRAMO	0.3	0.3	3.6	0.041	0.958

VIGA SECUNDARIA

EJE 1-1	LI (m)	LD (m)	LV (m)	LRE LI (m)	LRE LD (m)
1 TRAMO	0.35	0.35	6.125	0.028	0.971
2 TRAMO	0.35	0.35	4.85	0.036	0.963
3 TRAMO	0.35	0.3	6.5086	0.026	0.976

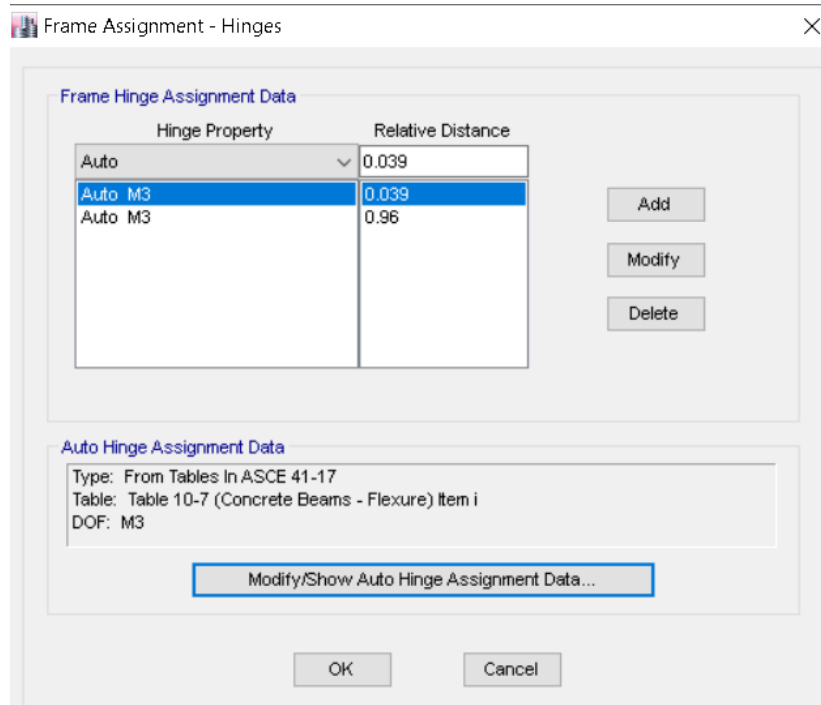
EJE 2-2	LI (m)	LD (m)	LV (m)	LRE LI (m)	LRE LD (m)
1 TRAMO	0.3	0.3	6.5336	0.022	0.977

EJE 3-3	LI (m)	LD (m)	LV (m)	LRE LI (m)	LRE LD (m)
1 TRAMO	0.35	0.35	6.125	0.028	0.971
2 TRAMO	0.35	0.35	4.85	0.036	0.963

EJE 4-4	LI (m)	LD (m)	LV (m)	LRE LI (m)	LRE LD (m)
1 TRAMO	0.3	0.3	6.1508	0.024	0.975
2 TRAMO	0.3	0.3	4.8006	0.031	0.968
3 TRAMO	0.3	0.3	4.9256	0.03	0.969

Fuente: *Elaboración Propia*

Ilustración 41: *Asignación del porcentaje de distancia relativa en viga*



Fuente: *Etabs vs 17*

Ilustración 42: Criterios de aceptación para procedimientos no-lineales para vigas establecidos en ASCE 41-13, asignados en ETABS

Fuente: Etabs vs 17

Tabla 48: Cálculo de porcentaje de distancia relativa en columnas

COLUMNA

EJE A-A	Lc (m)	Hv	LRE LI (m)	LRE LS (m)
C1 30x30	3.6	0.6	0.167	0.833
C2 40x35	3.6	0.6	0.167	0.833
C3 40x36	3.6	0.6	0.167	0.833

EJE B-B	Lc (m)	Hv	LRE LI (m)	LRE LS (m)
C4 30x30	3.6	0.6	0.167	0.833
C2 40x35	3.6	0.6	0.167	0.833
C3 40x35	3.6	0.6	0.167	0.833

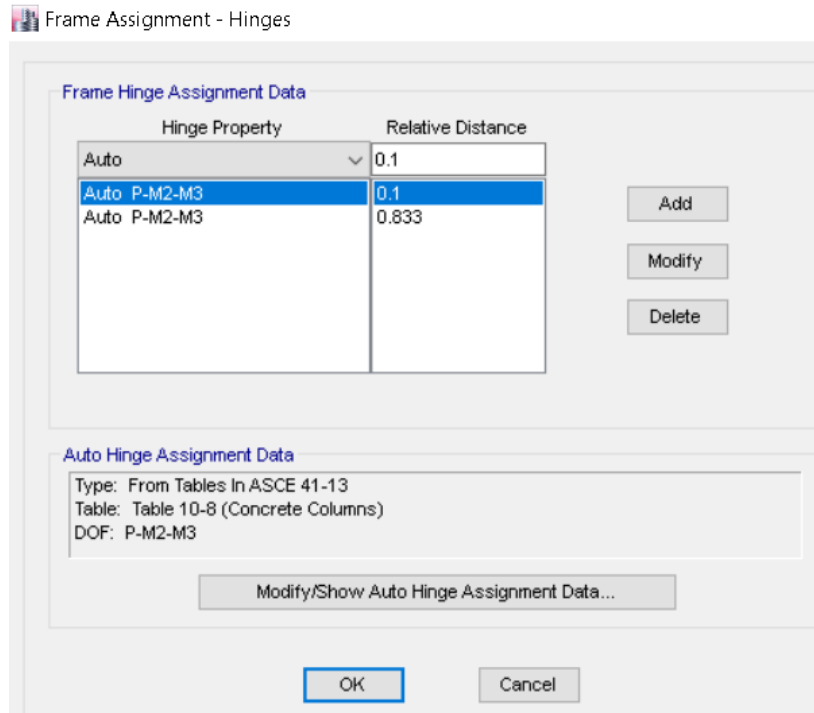
EJE C-C	Lc (m)	Hv	LRE LI (m)	LRE LS (m)
C4 30x30	3.6	0.6	0.167	0.833
C5 40x35	3.6	0.6	0.167	0.833
C6 30x30	3.6	0.6	0.167	0.833
C3 40x35	3.6	0.6	0.167	0.833

EJE D-D	Lc (m)	Hv	LRE LI (m)	LRE LS (m)
C1-30x30	3.6	0.5	0.139	0.861

EJE E-E	Lc (m)	Hv	LRE LI (m)	LRE LS (m)
C1 30x30	3.6	0.5	0.139	0.861
C7 30x30	3.6	0.5	0.139	0.861
C1 30x30	3.6	0.5	0.139	0.861

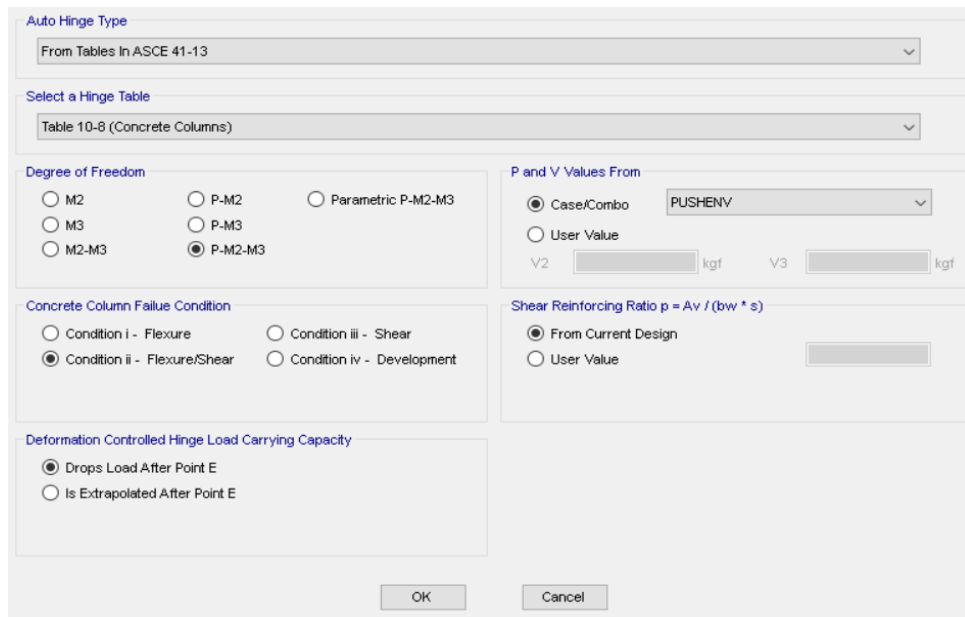
Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 43: Asignación del porcentaje de distancia relativa en columna



Fuente: Etabs vs 17

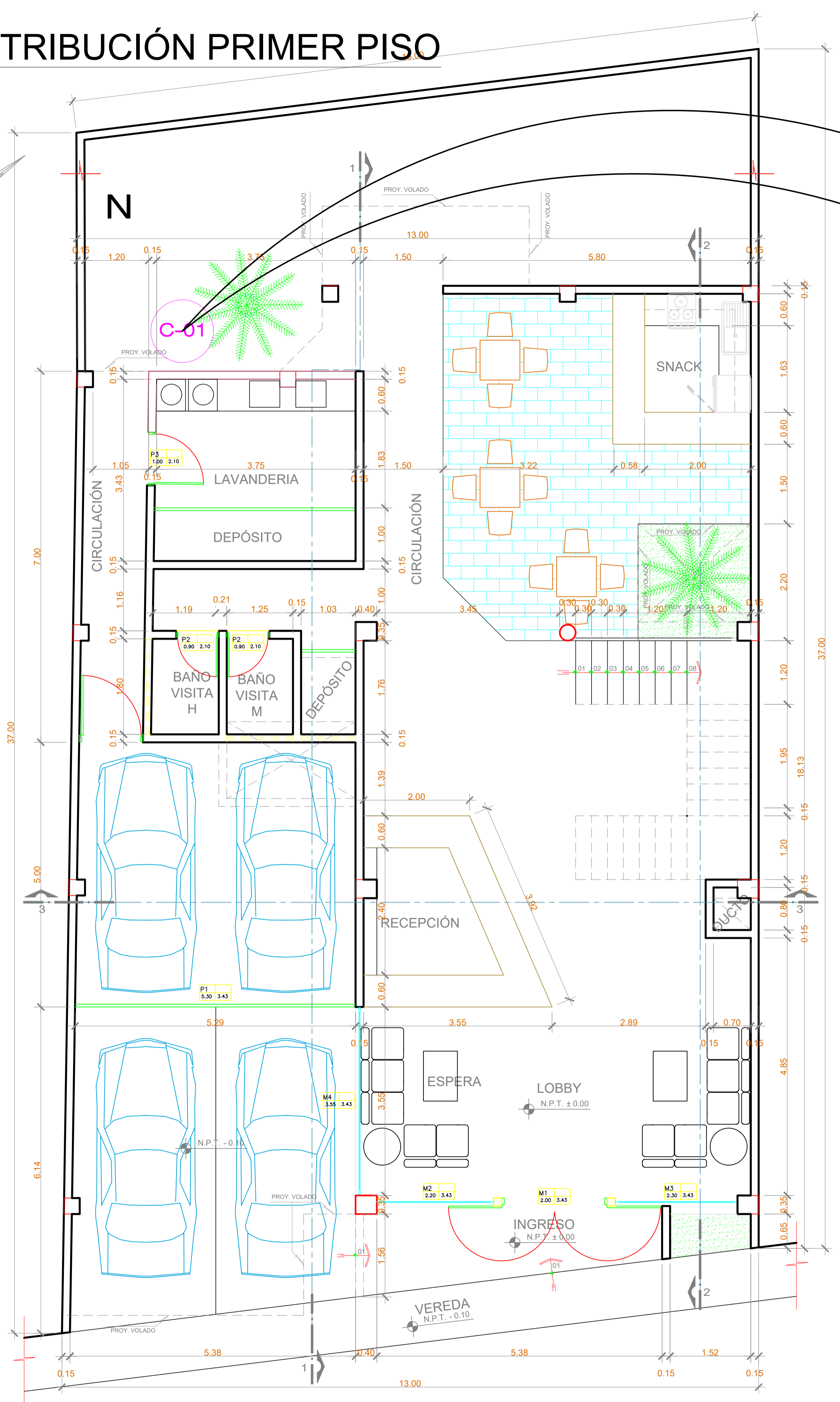
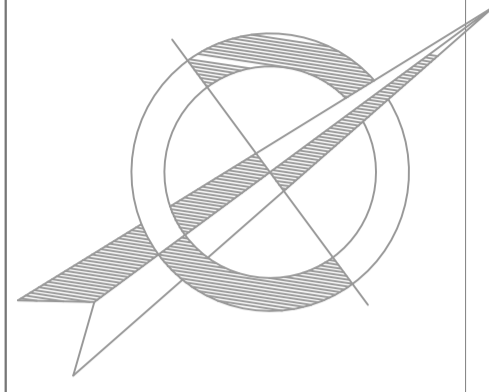
Ilustración 44: Criterios de aceptación para procedimientos no-lineales para columnas establecidos en ASCE 41-13, asignados en ETABS



Fuente: Etabs vs 17

ANEXO 3. PLANOS

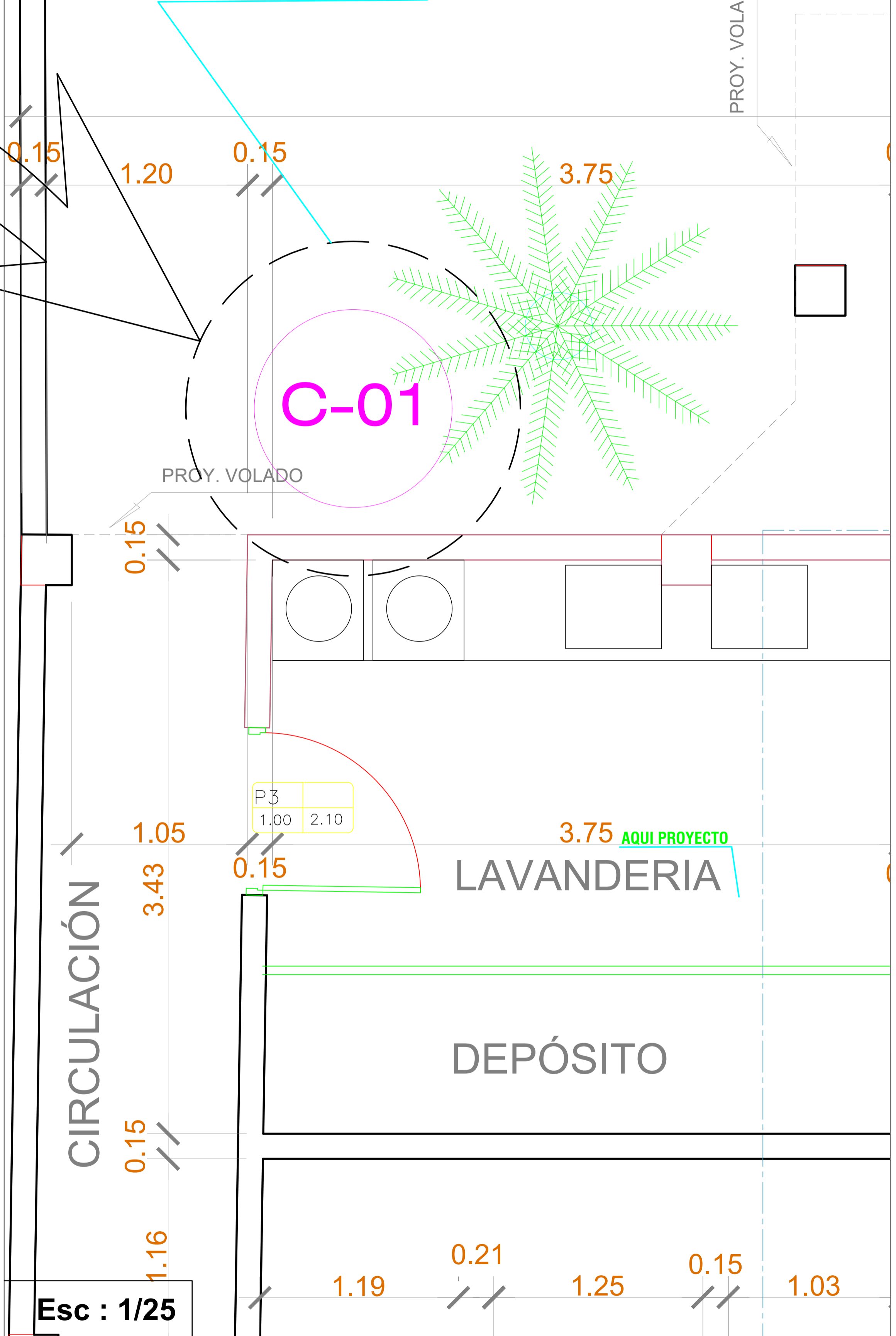
DISTRIBUCIÓN PRIMER PISO



DISTRIBUCIÓN PRIMER PISO

ESQUEMA DE LOCALIZACIÓN

AQUI PROYECTO

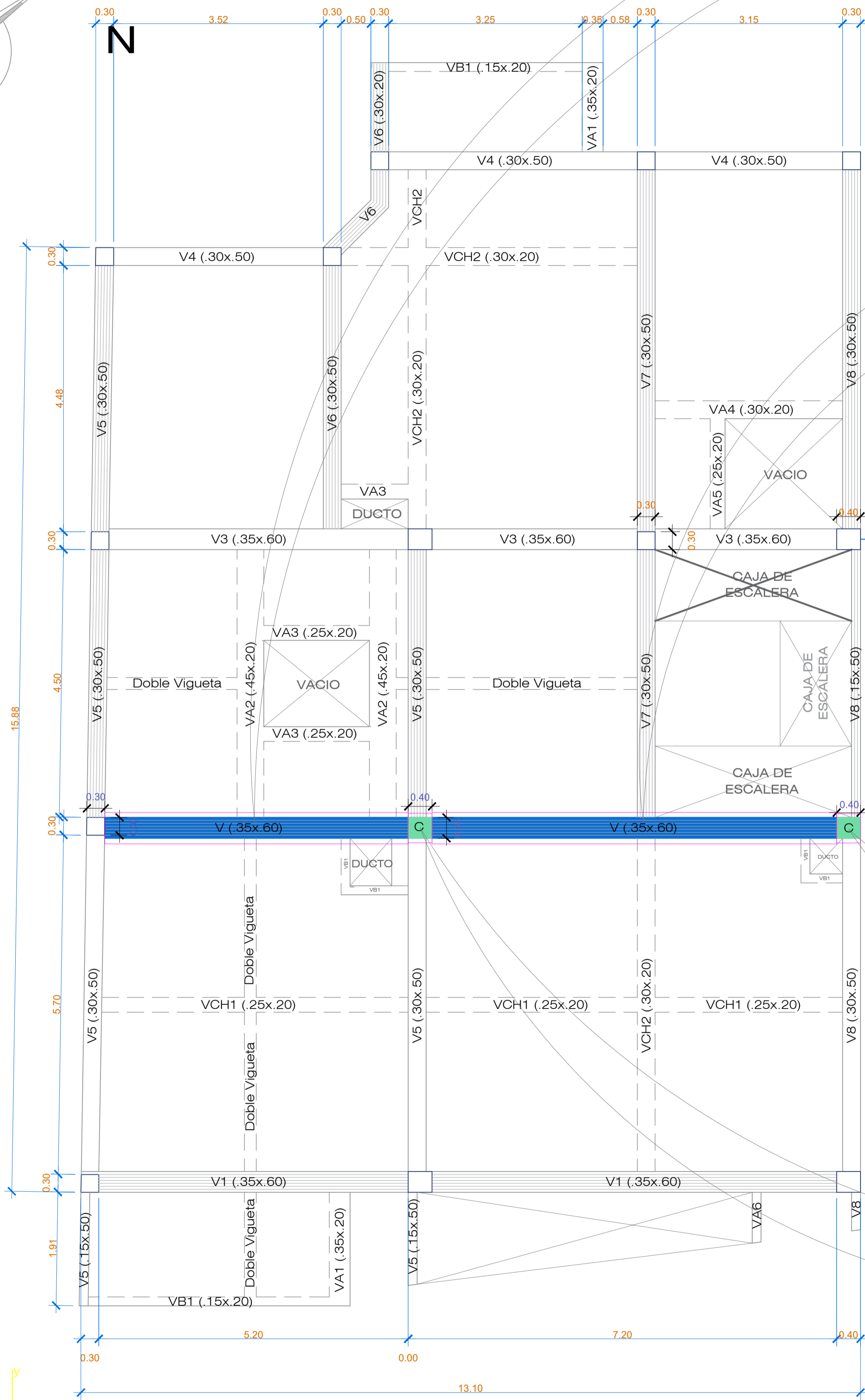
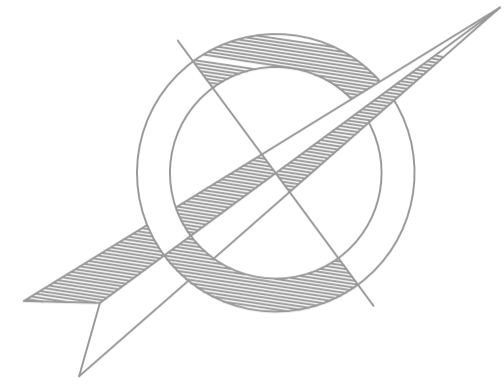


Esc : 1/25

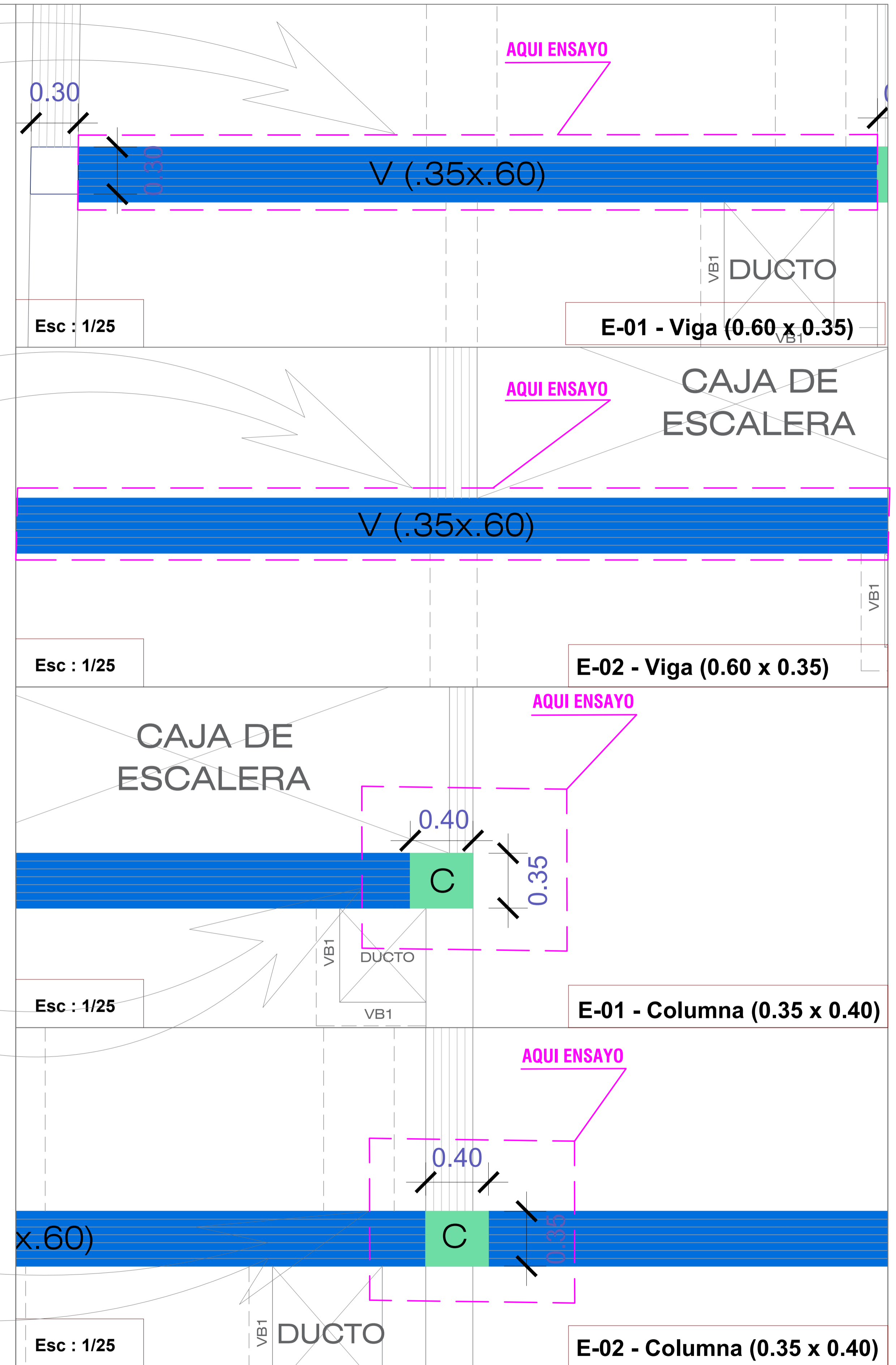
TESIS : ESTUDIO DEL NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE EL ANÁLISIS NO LINEAL PUSHOVER DE LA INFRAESTRUCTURA DEL HOTEL RÍO, DISTRITO DE LA BANDA DE SHILCAYO, SAN MARTÍN 2020	
UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	
REGION : SAN MARTÍN PROVINCIA : SAN MARTÍN DISTRITO : BANDA DE SHILCAYO	DIRECCION : JR. PRIMERO DE ABRIL 626 LA BANDA DE SHILCAYO
PLANO : PLANO DE UBICACIÓN - CALICATA FECHA : DICIEMBRE 2020 FUENTE : PROYECTO HOTEL RIO - BANDA DE SHILCAYO - PERU	LAMINA : C-01

PLANO DE UBICACIÓN
ESCALA : 1/75

DISTRIBUCIÓN PRIMER PISO



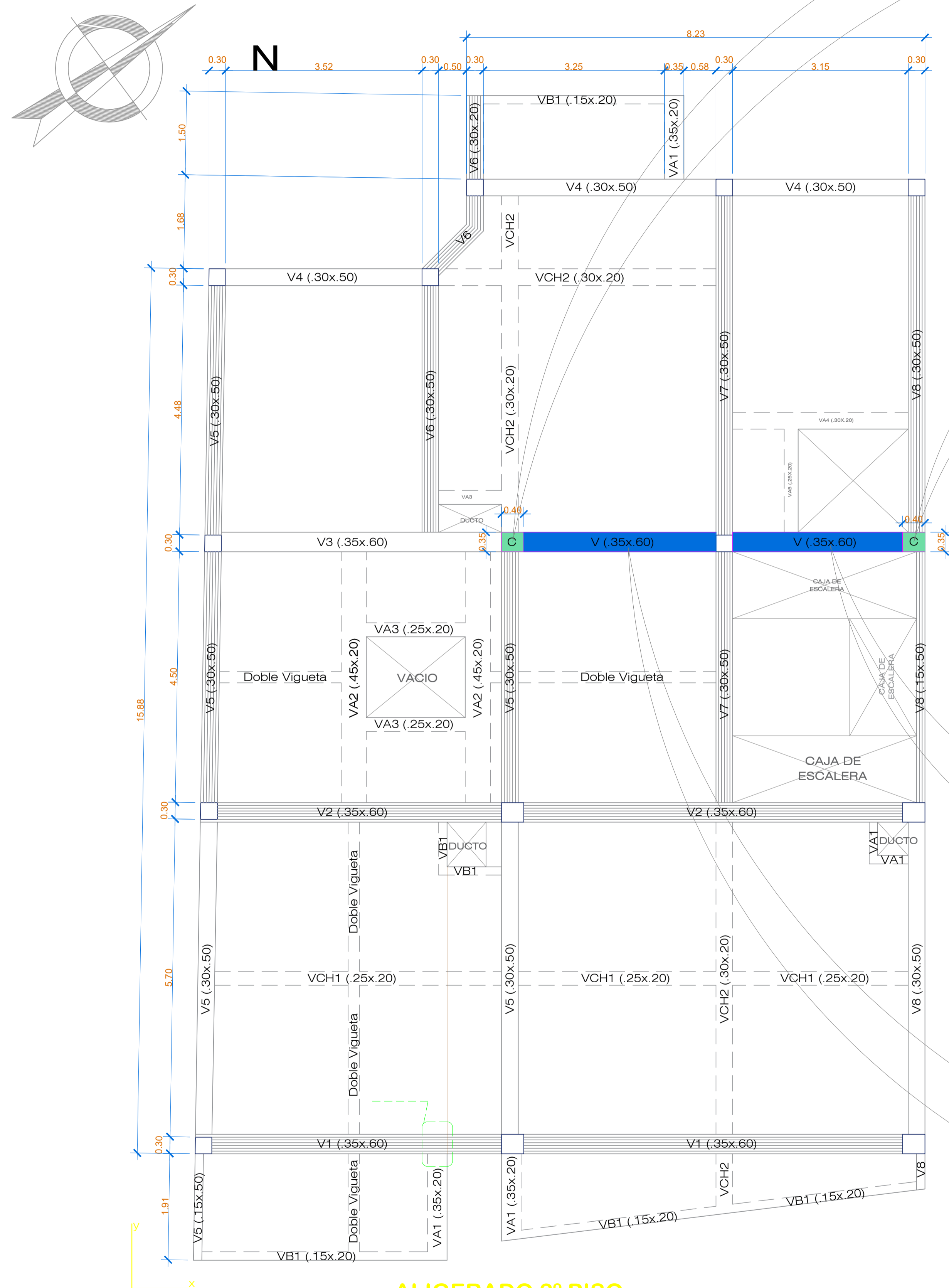
ALIGERADO 1° PISO



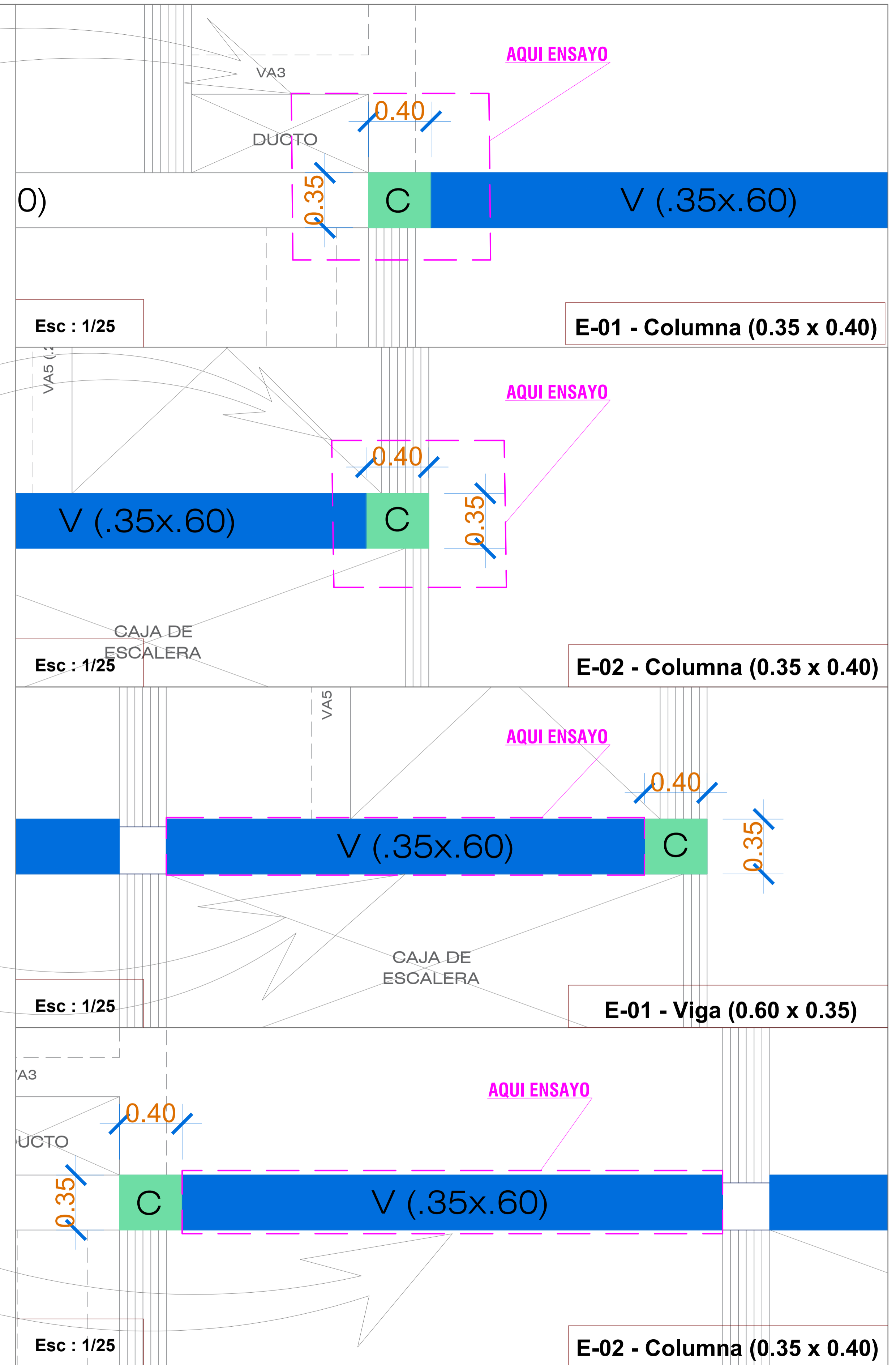
TESIS : ESTUDIO DEL NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE EL ANÁLISIS NO LINEAL PUSHOVER DE LA INFRAESTRUCTURA DEL HOTEL RÍO, DISTRITO DE LA BANDA DE SHILCAYO, SAN MARTÍN 2020			
UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		REGION : SAN MARTÍN PROVINCIA : SAN MARTÍN DISTRITO : BANDA DE SHILCAYO	DIRECCION : JR. PRIMERO DE ABRIL 626 LA BANDA DE SHILCAYO
	TESISISTAS: BACH. QUINTEROS TORRES, Frank Eric BACH. RUIZ YSUIZA, Dayana Valentina	PLANO: PLANO DE UBICACIÓN - ENSAYO DE ESCLEROMETRIA / PISO 01	LAMINA:
	ASESOR: ING. CUZCO TRIGOZO, Luis Armando	FECHA: DICIEMBRE 2020 FUENTE: PROYECTO HOTEL RIO - BANDA DE SHILCAYO - PERU	ESCALA: INDICADA
	ESC-01		

PLANO DE UBICACIÓN
ESCALA : 1/75

DISTRIBUCIÓN SEGUNDO PISO



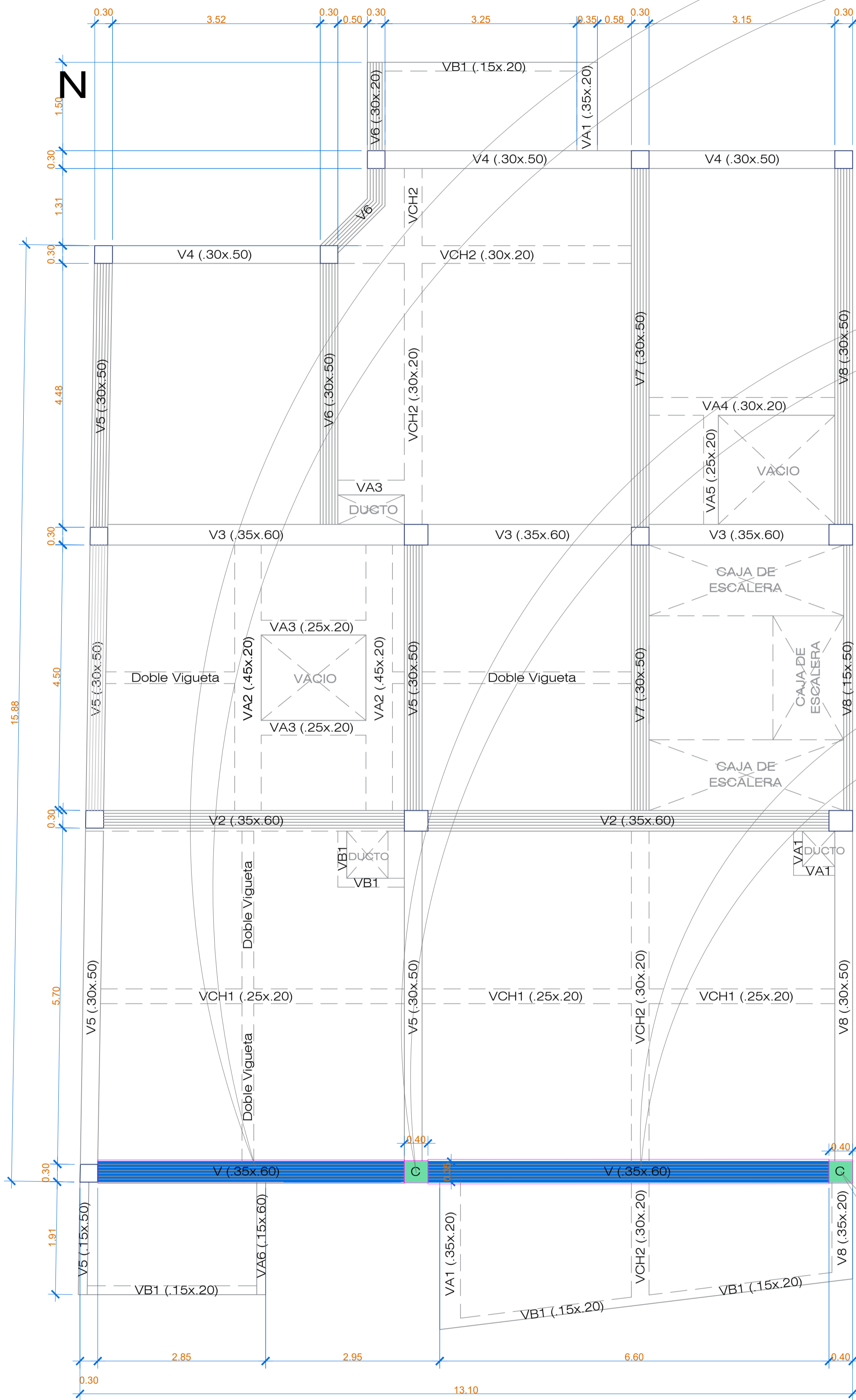
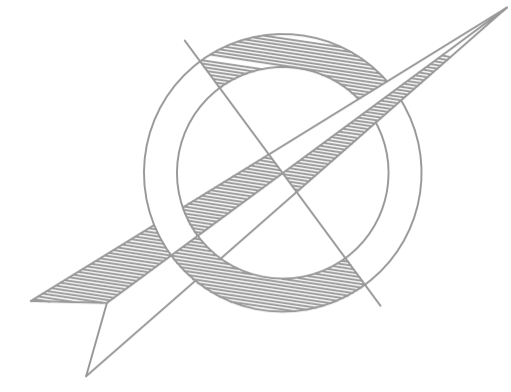
ALIGERADO 2º PISO



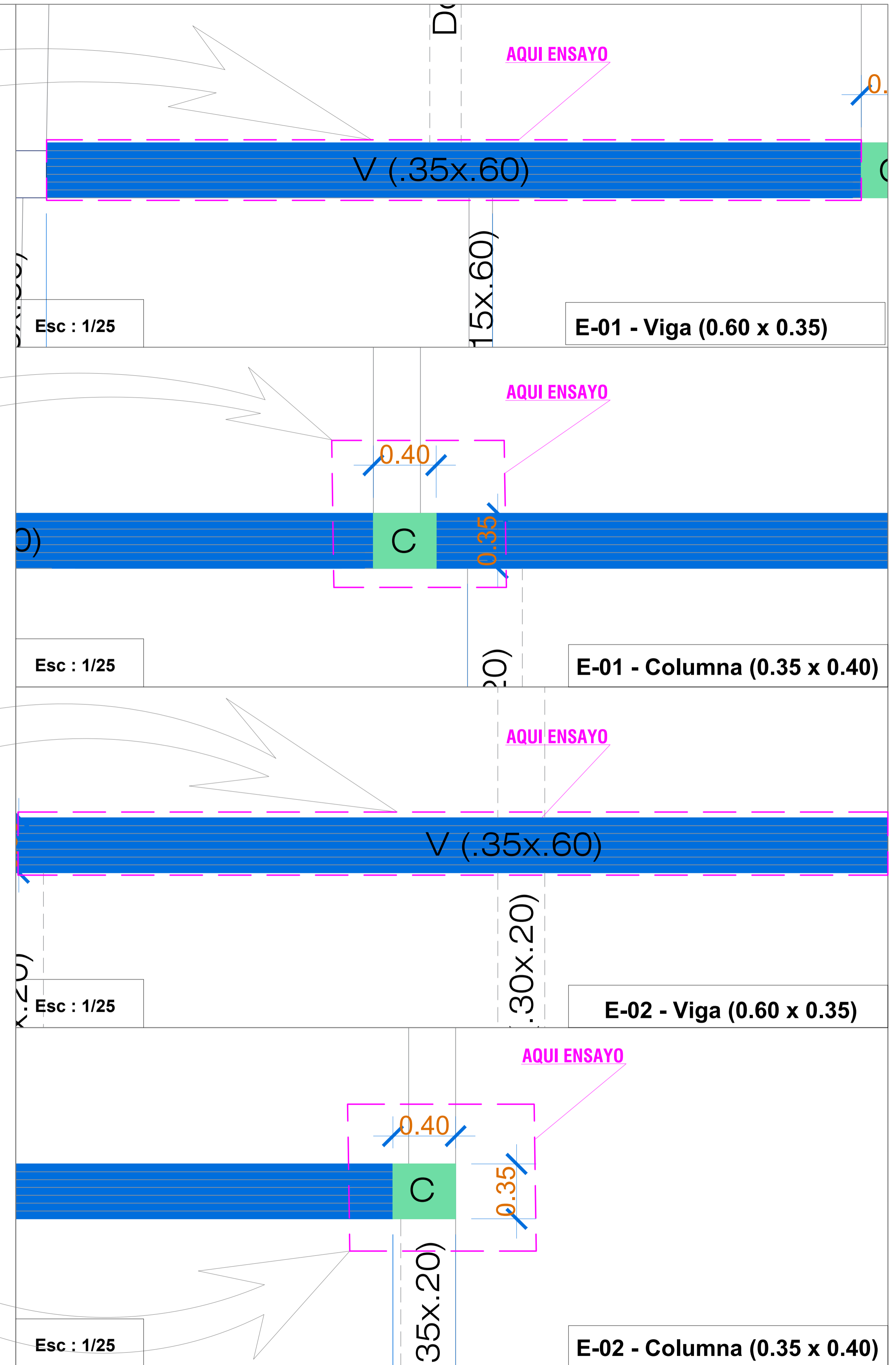
TESIS : ESTUDIO DEL NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE EL ANÁLISIS NO LINEAL PUSHOVER DE LA INFRAESTRUCTURA DEL HOTEL RÍO, DISTRITO DE LA BANDA DE SHILCAYO, SAN MARTÍN 2020			
UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		REGION : SAN MARTÍN PROVINCIA : SAN MARTÍN DISTRITO : BANDA DE SHILCAYO	DIRECCION : JR. PRIMERO DE ABRIL 626 LA BANDA DE SHILCAYO
TESISISTAS : BACH. QUINTEROS TORRES, Frank Eric BACH. RUIZ YSUIZA, Dayana Valentina	PLANO: PLANO DE UBICACIÓN - ENSAYO DE ESCLEROMETRIA / PISO 02	FECHA: DICIEMBRE 2020	LAMINA: ESCALA: INDICADA
ASESOR: ING. CUZCO TRIGOZO, Luis Armando	FUENTE: PROYECTO HOTEL RIO - BANDA DE SHILCAYO - PERU	ESC-02	

PLANO DE UBICACIÓN
ESCALA : 1/75

DISTRIBUCIÓN TERCER PISO



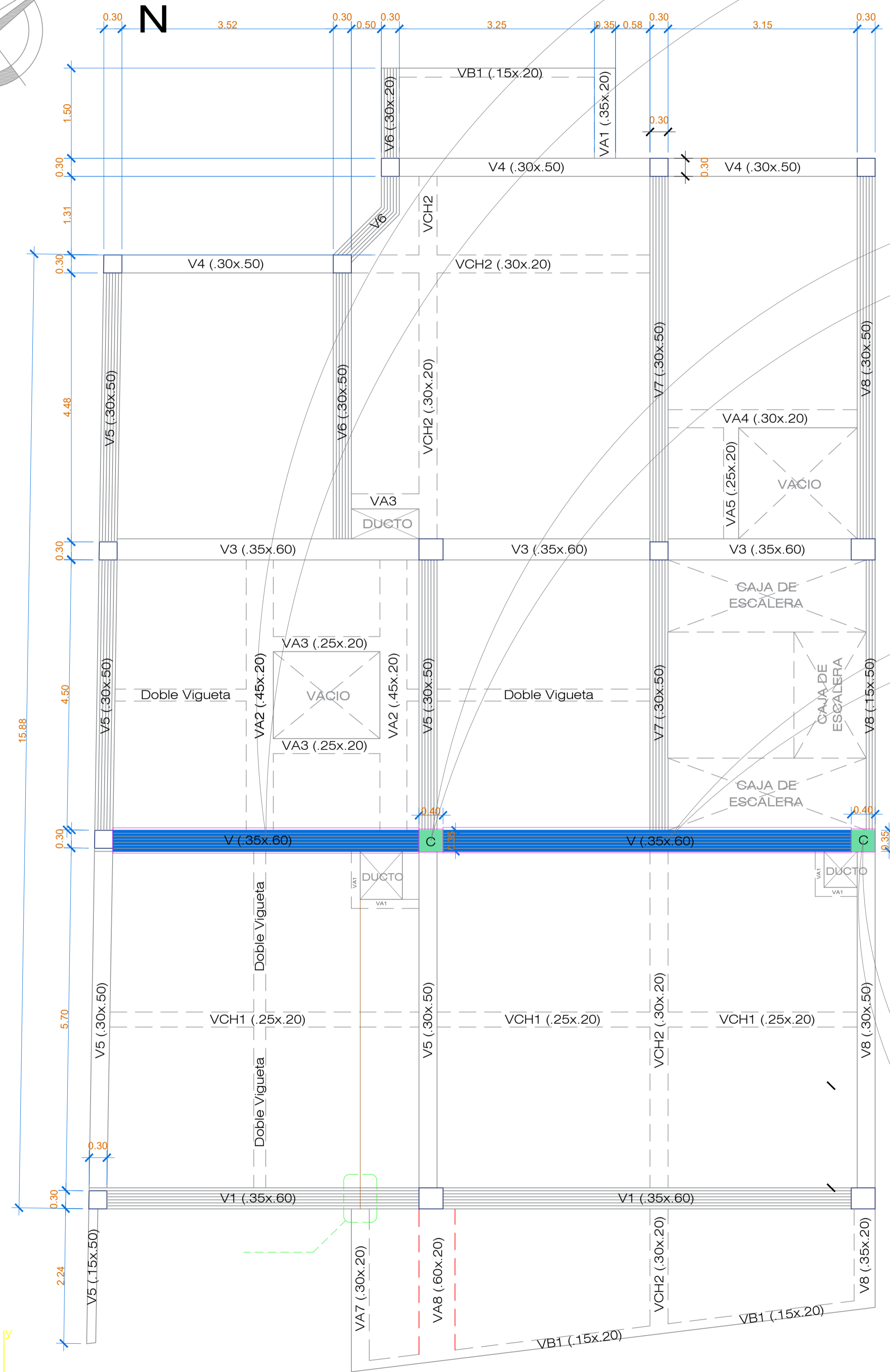
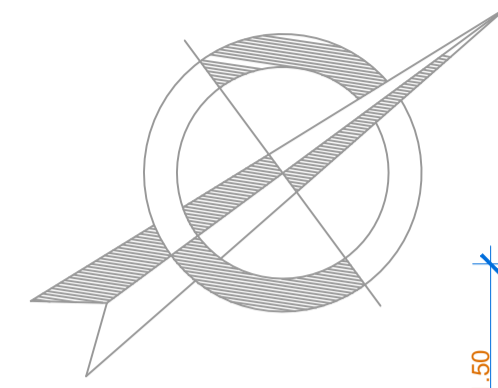
ALIGERADO 3° PISO



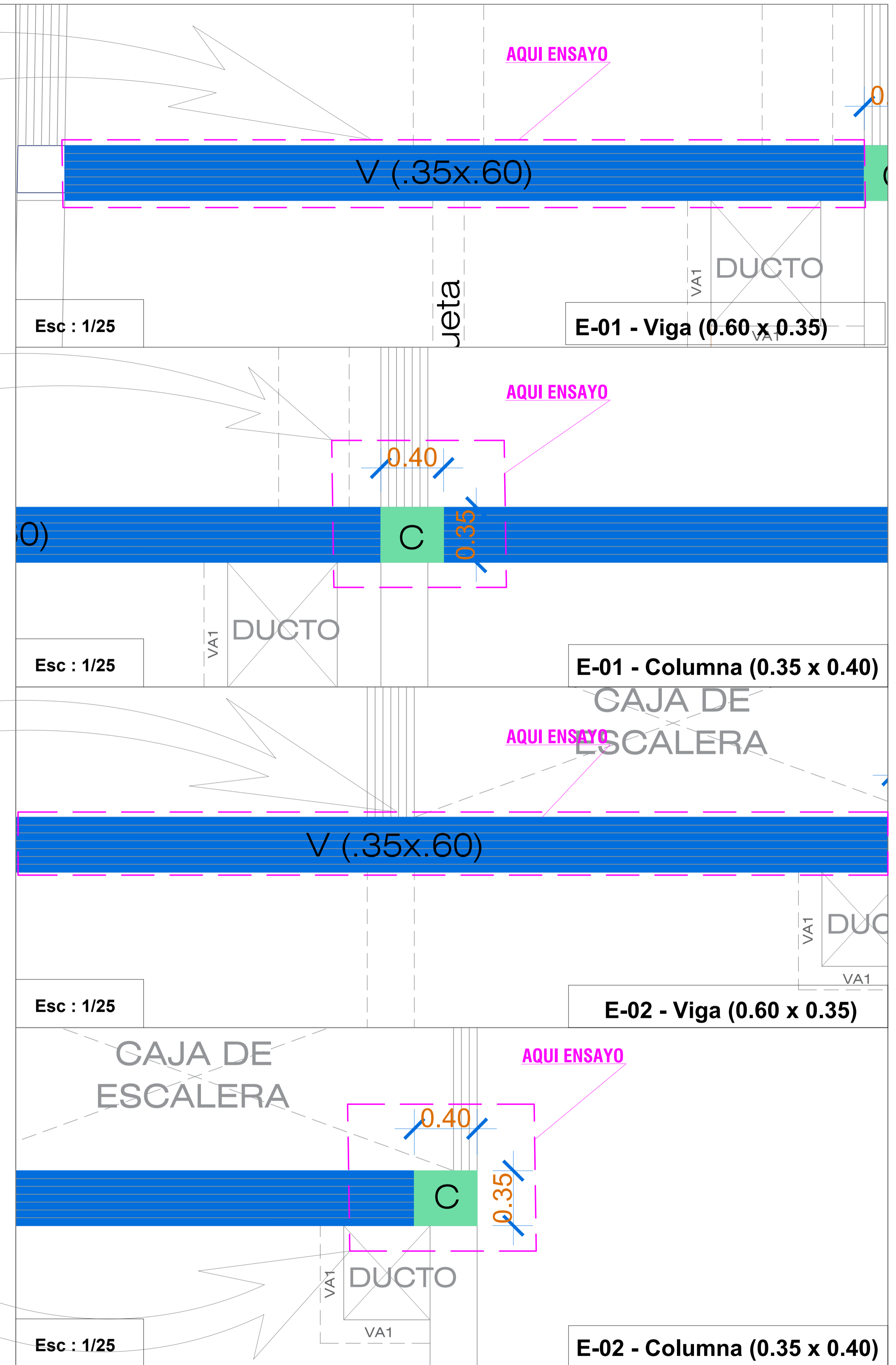
TESIS : ESTUDIO DEL NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE EL ANÁLISIS NO LINEAL PUSHOVER DE LA INFRAESTRUCTURA DEL HOTEL RÍO, DISTRITO DE LA BANDA DE SHILCAYO, SAN MARTÍN 2020	
UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	REGION : SAN MARTÍN PROVINCIA : SAN MARTÍN DISTRITO : BANDA DE SHILCAYO
TESISISTAS: BACH. QUINTEROS TORRES, Frank Eric BACH. RUIZ YSUIZA, Dayana Valentina	DIRECCION : JR. PRIMERO DE ABRIL 626 LA BANDA DE SHILCAYO
ASESOR: ING. CUZCO TRIGOZO, Luis Armando	PLANO: PLANO DE UBICACIÓN - ENSAYO DE ESCLEROMETRIA / PISO 03 FECHA: DICIEMBRE 2020 FUENTE: PROYECTO HOTEL RIO - BANDA DE SHILCAYO - PERU
	
ESCALA: INDICADA ESC-03	

PLANO DE UBICACIÓN
ESCALA : 1/75

DISTRIBUCIÓN CUARTO PISO

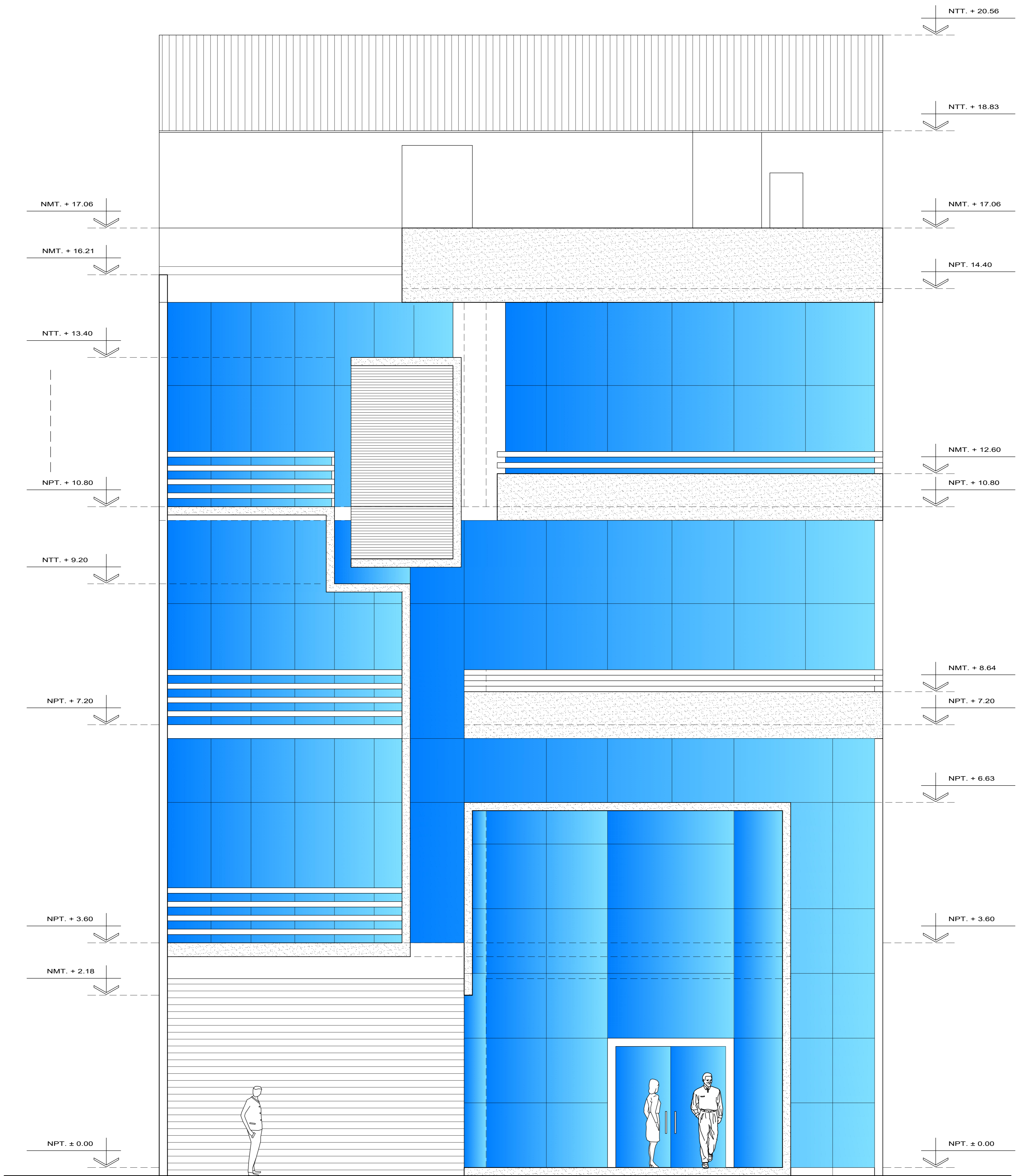


ALIGERADO 4° PISO



TESIS : ESTUDIO DEL NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE EL ANÁLISIS NO LINEAL PUSHOVER DE LA INFRAESTRUCTURA DEL HOTEL RÍO, DISTRITO DE LA BANDA DE SHILCAYO, SAN MARTÍN 2020			
UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		REGION : SAN MARTÍN PROVINCIA : SAN MARTÍN DISTRITO : BANDA DE SHILCAYO	DIRECCION : JR. PRIMERO DE ABRIL 626 LA BANDA DE SHILCAYO
TESISISTAS: BACH. QUINTEROS TORRES, Frank Eric BACH. RUIZ YSUIZA, Dayana Valentina	PLANO: PLANO DE UBICACIÓN - ENSAYO DE ESCLEROMETRIA / PISO 04	FECHA: DICIEMBRE 2020	ESCALA: INDICADA
ASESOR: ING. CUZCO TRIGOZO, Luis Armando	FUENTE: PROYECTO HOTEL RIO - BANDA DE SHILCAYO - PERU	LAMINA: ESC-04	

PLANO DE UBICACIÓN
ESCALA : 1/75



ELEVACIÓN PRINCIPAL

ESC: 1/50

NOTA:
Las alturas detallas por piso (NPT) se consideró para el Análisis Estructural

TESIS : ESTUDIO DEL NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE EL ANÁLISIS NO LINEAL PUSHOVER DE LA INFRAESTRUCTURA DEL HOTEL RÍO, DISTRITO DE LA BANDA DE SHILCAYO, SAN MARTÍN 2020

UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESISTAS: BACH. QUINTEROS TORRES, Frank Eric
BACH. RUIZ YSUIZA, Dayana Valentina

ASESOR: ING. CUZCO TRIGOZO, Luis Armando



REGION : SAN MARTÍN

PROVINCIA : SAN MARTIN

DISTRITO : BANDA DE SHILCAYO

DIRECCION : JR. PRIMERO DE ABRIL 626
LA BANDA DE SHILCAYO

PLANO:

ELEVACION PRINCIPAL

LAMINA:

FECHA: DICIEMBRE 2020

ESCALA: INDICADA

FUENTE: PROYECTO HOTEL RIO - BANDA DE SHILCAYO - PERU

A-01