

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA EN EL PABELLÓN
“D” DE LA UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO**

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

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN: ESTRUCTURAS

AUTORES: Br. CORTEZ SÁNCHEZ, CHRISTOPHER JOSÉ FÉLIX
Br. FERNANDEZ VALDIVIEZO, JOSÉ MANUEL

ASESOR: Ing. PAREDES ESTACIO, JORGE LUIS

TRUJILLO - PERÚ

2017

TESIS: ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA EN EL PABELLÓN “D” DE
LA UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO.

AUTORES: Br. CORTEZ SÁNCHEZ, CHRISTOPHER JOSÉ FÉLIX
Br. FERNANDEZ VALDIVIEZO, JOSÉ MANUEL

JURADO CALIFICADOR

.....
Ing. Galicia Guarniz William Conrad

Presidente

.....
Ing. Morán Guerrero, Víctor Manuel

Secretario

.....
Ing. Burgos Sarmiento, Tito Alfredo

Vocal

.....
Ing. Paredes Estacio, Jorge Luis

Asesor

DEDICATORIA

A **DIOS**, Por protegerme durante todo mi camino, darme fuerzas y valor para culminar esta etapa de mi vida. Por ello, agradezco con toda la humildad que de mi corazón puede emanar.

A **MIS PADRES**, Manuel y Adela por su amor, trabajo y sacrificio; que en todos estos años han sido la guía y el camino para poder llegar hasta aquí, que, con su ejemplo, dedicación y palabras de aliento, estuvieron impulsándome en los momentos más difíciles de mi carrera. Los amo!

A **MIS DOCENTES**, quienes fueron partícipes de mi crecimiento educacional y supieron inculcarme valores, principios y sólidos conocimientos para ejercer esta noble profesión.

Br. Fernandez Valdiviezo José Manuel

A DIOS, Por darme la vida, por la fortaleza y las oportunidades que me da día a día. Por permitirme culminar una etapa más en mi vida. Por estar a mi lado en todo momento. Por enseñarme a enfrentar nuevos retos, además por brindarme su infinita bondad, amor.

A MIS PADRES, Félix y Kactia por el desprendimiento de darme lo mejor a lo largo de los años, el apoyo incondicional de ellos fue lo que me ha convertido en una persona de bien, en reciprocidad fue una labor insoslayable retribuir todo lo bueno que me han brindado hasta el día de hoy, este logro es por ustedes.

A MIS HERMANOS, Kactia, y Stephano; de quienes sé que se sienten muy orgullosos por este logro y que comparten conmigo cada etapa de mi vida y me brindan sus palabras de aliento para ser mejor persona.

A MIS AMIGOS, por su apoyo incondicional y por permitirme formar parte de ellos, con cada amanecida y desvelo que nos sirvieron para llegar ante este día de mejora continua. GRACIAS.

Br. Cortez Sánchez, Christopher José Félix

AGRADECIMIENTOS

Esta Tesis no hubiera sido posible sin la participación, el apoyo y la compañía de muchas personas. En primer lugar, queremos agradecer a nuestros padres, hermanos y a nuestra familia, ya que ellos nos dieron la vida y cuidaron de nosotros en los momentos de fragilidad. Gran parte de lo que somos se lo debemos a ellos.

Una persona central en esta tesis, así como en nuestra formación universitaria, profesional y humana ha sido a nuestro asesor Ing. Jorge Luis Paredes Estacio. Gracias a él por su apoyo metodológico y profesional para la orientación en el desarrollo de nuestra tesis. Asimismo, gracias por la gran rigurosidad y calidad de saberes brindados en este tiempo.

Un agradecimiento especial a la Universidad Privada Antenor Orrego, Facultad de Ingeniería, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, por el apoyo brindado en la etapa de nuestra titulación. Y a nuestros docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil que a lo largo de nuestra formación académica nos inculcaron la dedicación al estudio y a la constante superación personal. Y sobre todo a estar siempre identificados con nuestra Universidad.

RESUMEN

En el presente trabajo de investigación se hizo el estudio de una de las edificaciones más antiguas de la Universidad Privada Antenor Orrego (Pabellón D) del distrito de Trujillo, provincia Trujillo, región La Libertad, con la finalidad de determinar la vulnerabilidad sísmica de dicha edificación y con el fin de fomentar acciones de mitigación ante un evento sísmico, de manera que no ponga en peligro la vida de los estudiantes ni del personal que allí labora, de conformidad al RNE (NTE.030).

De esta manera se presenta una metodología que valora el nivel de daño que pueden alcanzar ante un eventual sismo. Los modelos a emplear constan de métodos cualitativos y cuantitativos los primeros mencionados son el de Benedetti y Petrini (Italia) e Hirosawa (Japón), los cuales estiman un índice de vulnerabilidad calculado en función de las características de la estructura que más influyen en su comportamiento sísmico, y lo relaciona con un índice de daño, que a su vez depende de la acción del movimiento sísmico. Para la aplicación de estos métodos se utilizó formularios los cuales fueron adaptados según la realidad de nuestra investigación y los cuales servirán como referencia para utilizarse en otras investigaciones similares a las nuestra.

Al realizar el análisis de la estructura por el método de Benedetti y Petrini ha quedado demostrado que la edificación es vulnerable y que, por motivos de una mejor interpretación de los resultados, se decidió definir los rangos de vulnerabilidad con lo cual nuestro resultado final fue un Iv de 34.37 que correspondió dentro del rango del Vulnerabilidad Media.

Para el método cualitativo de Hirosawa se obtuvieron resultados por cada piso y en ambas direcciones, presentándose en los dos primeros pisos vulnerables en ambas direcciones y en el tercer piso solo resulto seguro en la dirección Y, mientras que en el cuarto piso mostro seguridad en ambas direcciones según el análisis hecho por este método.

El análisis de vulnerabilidad mediante el método cuantitativo se realizó empleando el programa computacional ETABS 2016.0.0 con el cual se llevó a cabo un análisis dinámico lineal que nos evidenció serios problemas en el incumplimiento de las derivas de entrepiso, presentándose la más crítica en el tercer piso en dirección X con un valor de 0.07546 mucho mayor a lo permitido por la NTE0.30, cabe mencionar que en todos los pisos y en ambas direcciones también se presentó este incumplimiento de la norma. Siendo los resultados obtenidos mucho mayor a lo permitido.

Luego de determinarse que la edificación es vulnerable se sugirió una propuesta de reforzamiento la cual consistió en colocar placas de concreto armado las cuales dieron solución al problema de rigidez global que mostraba la edificación. Con lo cual el problema presentado de derivas de entrepiso fue solucionado disminuyendo su alto porcentaje de incumplimiento en dirección X de 92.77 % y en dirección Y de 90.92% con lo cual pudo satisfacerse el parámetro exigido por la norma.

Los resultados obtenidos nos muestran que la demanda de sollicitación sísmica de la norma actual ha incrementado considerablemente en comparación con la norma del RNC de 1977 con la cual se edificó el Pabellón D; esto nos muestra el riesgo que están expuestas muchas de las edificaciones antiguas que utilizaron parámetros sísmicos no tan exigentes como los utilizados en la actualidad, por lo cual se recomienda seguir realizando estudios de este tipo y con mayor énfasis en edificaciones como las del presente estudio, categorizadas como esenciales, con la finalidad de tomar medidas para no tener consecuencias a gran escala.

ABSTRACT

In this research work it has been done the study of one of the oldest buildings of the Private University Antenor Orrego (Pavilion D) of the district of Trujillo, province of Trujillo, region of La Libertad, in order to determine the seismic vulnerability of this building and in order to encourage mitigation actions prior to a seismic event, so as not to endanger the lives of the students and the personnel working, in accordance with the RNE (NTE.030).

In this way a methodology is presented that assesses the level of damage that can be reached in case of an eventual earthquake. The models to be used consist of qualitative and quantitative methods. The first ones mentioned are those of Benedetti and Pretini (Italy) and Hirosawa (Japan), which estimate a vulnerability index calculated according to the characteristics of the structure that most influence its behavior seismic, and relates it to an index of damage, which in turn depends on the action of seismic motion. For the application of these methods, forms were used which were adapted according to the reality of our research and which will serve as reference to be used in other similar research to ours.

In the analysis of the structure by the method of Benedetti and Pretini it has been demonstrated that the building is vulnerable and that, for the reasons of a better interpretation of the results, it was decided to define the ranges of vulnerability, in consequence, our final result was an I_v of 34.37 that fitted in the range of the Medium Vulnerability.

For the qualitative method of Hirosawa results were obtained for each floor and in both directions, appearing in the first two floors vulnerable in both directions and in the third floor only proved safe in the direction Y, while in the fourth floor showed safety in both according to the analysis done by this method.

The vulnerability analysis using the quantitative method was carried out using the ETABS 2016.0 computer program and a linear dynamic analysis was carried out using it, evidencing serious problems in the non-compliance of the mezzanine drift, with the most critical being on the third floor in X-direction with a value of 0.07546 much greater than allowed for the NTE0.30, it should be mentioned that on all floors and in both directions this non-compliance with the standard was also presented. The results obtained being much greater than allowed.

After determining that the building is vulnerable, a reinforcement proposal was suggested, which consisted in placing reinforced concrete slabs which gave solution to the problem of overall stiffness that the building showed. In this way, the problem presented by the mezzanine drift was solved, decreasing its high percentage of non-compliance in the X-direction of 92.77% and in the Y-direction of 90.92%, thus satisfying the parameter required by the standard.

The obtained results show that the demand for seismic solicitation of the current standard has increased considerably compared to the norm of the RNC of 1977 which the Pavilion D was built with; this shows us the risk that many of the old buildings that used seismic parameters not as demanding as those used today are exposed to, so it is recommended to continue carrying out studies of this type and with greater emphasis on buildings like the ones of the present study, categorized as essential, in order to take measures to avoid large-scale consequences.

INDICE DE CONTENIDO

DEDICATORIA.....	I
AGRADECIMIENTO.....	III
RESUMEN.....	IV
ABSTRACT.....	VI
INDICE DE CONTENIDO.....	VIII
INDICE DE TABLAS.....	XII
INDICE DE FIGURAS.....	XVI
I CAPITULO INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Planteamiento del Problema.....	1
1.2. Delimitación del Problema.....	2
1.3. Formulación del Problema.....	4
1.4. Formulación de la Hipótesis.....	4
1.5. Objetivos.....	4
1.5.1. General.....	4
1.5.2. Específicos.....	5
1.6. Justificación del Estudio.....	5
II CAPITULO MARCO TEORICO.....	6
2.1. Antecedentes de la Investigación.....	6
2.2. Fundamentación Teórica de la Investigación.....	12
2.2.1. Vulnerabilidad sísmica.....	12
2.2.2. Método de Hirosawa (Método Japonés).....	13
i. Regularidad ai:.....	22
ii. Relación largo - ancho, B:.....	23
iii. Contracción de planta, c:.....	24
iv. Atrio o patio interior, Rap:.....	24
v. Excentricidad de atrio o patio interior, f:.....	24
vi. Subterráneo, Ras:.....	24
vii. Junta de dilatación, s:.....	25
viii. Uniformidad de altura de piso, Rh:.....	25

2.2.3. Método del Índice de Vulnerabilidad (Benedetti y Petrini, 1982)	28
2.2.4. Análisis Estático Lineal.....	40
2.2.5. Análisis Dinámico Lineal.....	40
2.2.6. Análisis Sísmico (Según Parámetros de la Norma Técnica Peruana E.030)	40
2.3. Definiciones de términos básicos	42
2.4. FICHAS DE EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA	44
2.4.1. Alcances de las fichas de evaluación de la vulnerabilidad sísmica:.....	44
2.4.2. Datos Generales de las Ficha de Evaluación:	44
2.4.3. Descripción detallada de la ficha de evaluación de Benedetti – Petrini:	45
2.2.4. Datos de ficha de Método indicial italiano (Benedetti-Petrini):	45
2.4.5. Datos de ficha de Método inicial japonés (Hirosawa):.....	47
III CAPITULO MATERIAL Y PROCEDIMIENTOS.....	48
3.-1. Material	48
3.1.1. Muestra.....	48
3.1.2. Unidad de Análisis	48
3.2. Metodología.....	48
3.2.1 Variables	48
Independiente:	48
Dependiente:.....	48
3.2.2. Técnicas e instrumentos de recolección de datos	49
3.2.3. Técnicas de procesamiento y análisis de datos.....	49
IV CAPITULO RESULTADOS.....	50
4.1. ESCLEROMETRÍA.....	50
4.2. EVALUACIÓN DEL PABELLÓN D – PARÁMETROS DE BENEDETTI PETRINI.....	53
4.2.1. PARÁMETRO 1 – ORGANIZACIÓN DEL SISTEMA RESISTENTE:	56
4.2.2 PARÁMETRO 2- CALIDAD DEL SISTEMA RESISTENTE	57
4.2.3. PARÁMETRO 3: RESISTENCIA CONVENCIONAL.....	60
4.2.4. PARÁMETRO 4: POSICIÓN DEL EDIFICIO Y CIMENTACIÓN.....	65
4.2.5. PARÁMETRO 5: DIAFRAGMAS HORIZONTALES.....	66
4.2.6. PARÁMETRO 6: CONFIGURACIÓN EN PLANTA.....	67
4.2.7. PARÁMETRO 7: CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN.	71
4.2.8. Parámetro 8: DISTANCIA MÁXIMA ENTRE ELEMENTOS RESISTENTES.	72
4.2.9. PARÁMETRO 9: TIPO DE CUBIERTA.	72

4.2.10.	PARÁMETRO 10: ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES.	73
4.2.11.	Parámetro 11: ESTADO DE CONSERVACIÓN.....	76
4.2.12.	Cálculo de I_v	78
4.2.13.	Resultados del Índice de Vulnerabilidad.....	79
4.3.	EVALUACIÓN DEL PABELLÓN D – MÉTODO INICIAL JAPONÉS (HIROSAWA).....	80
4.3.1	Desarrollo del Primer Nivel en X:	80
4.3.2.	Desarrollo del Primer Nivel en Y:	86
4.3.3.	Desarrollo del Segundo Nivel en X:	92
4.3.4.	Desarrollo del Segundo Nivel en Y:	98
4.3.5.	Desarrollo del Tercer Nivel en X:.....	104
4.3.6.	Desarrollo del Tercer Nivel en Y:.....	110
4.3.7.	Desarrollo del Cuarto Nivel en X:	116
4.3.8.	Desarrollo del Cuarto Nivel en Y:	122
4.4.	ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL DEL PABELLON D DE LA UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO, USANDO EL PROGRAMA COMPUTACIONAL ETABS 2016	128
4.4.1	NORMA UTILIZADA.....	128
4.4.2.	DESCRIPCIÓN.....	128
4.4.3.	Cargas Consideradas.....	129
4.4.4.	Modelado de la Estructura con el Programa ETABS 2016	132
4.4.5.	Definición de cargas	139
4.4.6.	Definición del Espectro de diseño	140
4.4.7.	Definición de los casos de carga.....	142
4.4.8.	Definición de las combinaciones de cargas	147
4.4.9.	Definir el conjunto de cargas uniformes.....	148
4.4.10.	Asignar cargas a la Estructura	152
4.4.11.	Definir la Fuente de masa	157
4.4.12.	Definición de las restricciones globales de la Estructura	158
4.4.13.	Análisis de Resultados	162
4.4.14.	Propuesta de Reforzamiento	169
V	CAPITULO DISCUSION DE RESULTADOS	174
5.1.	Comportamiento sísmico de la edificación por los métodos cualitativos y cuantitativos.....	174
5.1.1.	Vulnerabilidad sísmica en los Métodos cualitativos.....	174
5.1.2.	Vulnerabilidad sísmica en el método cuantitativo	177

VI	CAPITULO CONCLUSIONES	183
VII	CAPITULO RECOMENDACIONES	185
VIII	CAPITULO REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	187

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Escala numérica del índice de vulnerabilidad I_v , para las estructuras de hormigón armado	30
Tabla 2: Operacionalización de las variables	49
Tabla 3: Resultados del ensayo de esclerometría (a)	50
Tabla 4: Datos para los análisis cuantitativos y cualitativos de la estructura (a)	51
Tabla 5: Resultados del ensayo de esclerometría (b)	51
Tabla 6: Datos para los análisis cuantitativos y cualitativos de la estructura (b)	52
Tabla 7: Resistencia convencional dada por las columnas	60
Tabla 8 Peso de la edificación – Sin reforzamiento	64
Tabla 9: Áreas y centroides de todos los ambientes de la edificación	69
Tabla 10: Evaluación índice de vulnerabilidad Benedetti - Petrini para Pabellón "D"	78
Tabla 11: Interpolación lineal para el método	78
Tabla 12: Rangos de Índices de vulnerabilidad normalizado	79
Tabla 13: Cálculo del índice Sísmico Básico de comportamiento estructural para la evaluación del primer piso en dirección X	80
Tabla 14: Cálculo del índice de Resistencia Proporcionalada por las columnas no cortas de hormigón armado para la evaluación del primer piso en dirección X	81
Tabla 15: características de las columnas del primer nivel en dirección X	81
Tabla 16: Valores de G_i y R_i en la evaluación del primer piso en dirección X	84
Tabla 17: Resultados del índice T para diferentes causa y tipos de deterioro en la evaluación del primer piso en dirección X	84
Tabla 18: Calculo del I_s para el primer piso en dirección X	85
Tabla 19: Cálculo del índice de solicitud para el primer piso en dirección X	85
Tabla 20: Cálculo del índice Sísmico Básico de comportamiento estructural para la evaluación del primer piso en dirección Y	86
Tabla 21: Cálculo del índice de Resistencia Proporcionalada por las columnas no cortas de hormigón armado para la evaluación del primer piso en dirección Y	87
Tabla 22: características de las columnas del primer nivel en dirección Y	87
Tabla 23: Valores de G_i y R_i en la evaluación del primer piso en dirección Y	90

Tabla 24: Resultados del índice T para diferentes causa y tipos de deterioro en la evaluación del primer piso en dirección Y.....	90
Tabla 25: Calculo del I_s para el primer piso en dirección Y.....	91
Tabla 26: Cálculo del índice de sollicitación para el primer piso en dirección Y.....	91
Tabla 27: Cálculo del índice Sísmico Básico de comportamiento estructural para la evaluación del segundo piso en dirección X.....	92
Tabla 28: Cálculo del índice de Resistencia Proporcionada por las columnas no cortas de hormigón armado para la evaluación del segundo piso en dirección X.....	93
Tabla 29: características de las columnas del segundo nivel en dirección X.....	93
Tabla 30: Valores de G_i y R_i en la evaluación del segundo piso en dirección X.....	96
Tabla 31: Resultados del índice T para diferentes causa y tipos de deterioro en la evaluación del segundo piso en dirección X.....	96
Tabla 32: Calculo del I_s para el segundo piso en dirección X.....	97
Tabla 33: Cálculo del índice de sollicitación para el segundo piso en dirección X.....	97
Tabla 34: Cálculo del índice Sísmico Básico de comportamiento estructural para la evaluación del segundo piso en dirección Y.....	98
Tabla 35: Cálculo del índice de Resistencia Proporcionada por las columnas no cortas de hormigón armado para la evaluación del segundo piso en dirección Y.....	99
Tabla 36: características de las columnas del segundo nivel en dirección Y.....	99
Tabla 37: Valores de G_i y R_i en la evaluación del segundo piso en dirección Y.....	102
Tabla 38: Resultados del índice T para diferentes causa y tipos de deterioro en la evaluación del segundo piso en dirección Y.....	102
Tabla 39: Calculo del I_s para el segundo piso en dirección Y.....	103
Tabla 40: Cálculo del índice de sollicitación para el segundo piso en dirección Y.....	103
Tabla 41: Cálculo del índice Sísmico Básico de comportamiento estructural para la evaluación del tercer piso en dirección X.....	104
Tabla 42: Cálculo del índice de Resistencia Proporcionada por las columnas no cortas de hormigón armado para la evaluación del tercer piso en dirección X.....	105
Tabla 43: características de las columnas del tercer nivel en dirección X.....	105
Tabla 44: Valores de G_i y R_i en la evaluación del tercer piso en dirección X.....	108
Tabla 45: Resultados del índice T para diferentes causa y tipos de deterioro en la evaluación del tercer piso en dirección X.....	108

Tabla 46: Calculo del I_s para el tercer piso en dirección X.....	109
Tabla 47: Cálculo del índice de sollicitación para el tercer piso en dirección X.....	109
Tabla 48: Cálculo del índice Sísmico Básico de comportamiento estructural para la evaluación del tercer piso en dirección Y.....	110
Tabla 49: Cálculo del índice de Resistencia Proporcionada por las columnas no cortas de hormigón armado para la evaluación del tercer piso en dirección Y.....	111
Tabla 50: características de las columnas del tercer nivel en dirección Y	111
Tabla 51: Valores de G_i y R_i en la evaluación del tercer piso en dirección Y	114
Tabla 52: Resultados del índice T para diferentes causa y tipos de deterioro en la evaluación del tercer piso en dirección Y.....	114
Tabla 53: Calculo del I_s para el tercer piso en dirección Y.....	115
Tabla 54: Cálculo del índice de sollicitación para el tercer piso en dirección Y.....	115
Tabla 55: Cálculo del índice Sísmico Básico de comportamiento estructural para la evaluación del cuarto piso en dirección X	116
Tabla 56: Cálculo del índice de Resistencia Proporcionada por las columnas no cortas de hormigón armado para la evaluación del cuarto piso en dirección X.....	117
Tabla 57: características de las columnas del cuarto nivel en dirección X	117
Tabla 58: Valores de G_i y R_i en la evaluación del cuarto piso en dirección X	120
Tabla 59: Resultados del índice T para diferentes causa y tipos de deterioro en la evaluación del cuarto piso en dirección X	120
Tabla 60: Calculo del I_s para el cuarto piso en dirección X.....	121
Tabla 61: Cálculo del índice de sollicitación para el cuarto piso en dirección X	121
Tabla 62: Cálculo del índice Sísmico Básico de comportamiento estructural para la evaluación del cuarto piso en dirección Y.....	122
Tabla 63: Cálculo del índice de Resistencia Proporcionada por las columnas no cortas de hormigón armado para la evaluación del cuarto piso en dirección Y	123
Tabla 64: características de las columnas del cuarto nivel en dirección Y	123
Tabla 65: Valores de G_i y R_i en la evaluación del cuarto piso en dirección Y	126
Tabla 66: Resultados del índice T para diferentes causa y tipos de deterioro en la evaluación del cuarto piso en dirección Y.....	126
Tabla 67: Calculo del I_s para el cuarto piso en dirección Y	127
Tabla 68: Cálculo del índice de sollicitación para el cuarto piso en dirección Y	127

Tabla 69: Descripción de la Estructura del Pabellón D de la Universidad Privada Antenor Orrego	129
Tabla 70: Cargas vivas según su uso	130
Tabla 71: Carga Muerta Permanente	131
Tabla 72: Cargas distribuidas para las diferentes alturas de muro	131
Tabla 73: Periodo y Frecuencias de la Estructura del Pabellón D de la Universidad Privada Antenor Orrego.....	163
Tabla 75: Peso de la edificación	167
Tabla 76: Cortante basal en ambas direcciones de la Edificación.....	167
Tabla 77: Derivas de Entrepiso de la Edificación.....	168
Tabla 78: Derivas de la estructura reforzada con placas	173
Tabla 79: Resultados de vulnerabilidad por el método de Hirosawa.....	176
Tabla 80 Periodos de Vibración de la edificación.....	178
Tabla 81: Participación de Masa en los Modos de Vibrar	178
Tabla 82: Derivas de Entrepiso del Pabellón D de la Universidad Privada Antenor Orrego	178
Tabla 83 Verificación de la cortante mínima	180
Tabla 84: Comparación de cortante basal entre las normas de 1977 y 2014-2 – Sin reforzamiento	181
Tabla 85: Comparación de cortante basal entre las normas de 1977 y 2014-2 – Con reforzamiento.....	181

INDICE DE ILUSTRACIONES

Figura 1: Cinturón de fuego del pacifico.....	2
Figura 2: Distribución de las placas tectónicas	3
Figura 3: Valores de los coeficientes α_1	17
Figura 4: Valores G_i y R_i	22
Figura 5: Relación b y l	23
Figura 6: Relación largo ancho	23
Figura 7: Contracción de planta	24
Figura 8: Valores del Índice T para diferentes causas y tipos de deterioro	26
Figura 9: Clasificación de daños causados por sismo (Iglesias, 1987)	27
Figura 10: Configuración en planta	34
Figura 11: Configuración en elevación	37
Figura 12: Las distorsiones máximas de entrepiso.....	42
Foto 1: Pabellón D (a)	53
Foto 2: Pabellón D (b)	54
Figura 17: Ubicación de la Universidad Privada Antenor Orrego.....	54
Figura 18: Ubicación del Pabellón “D” de la Universidad Privada Antenor Orrego (a)	55
Figura 19: Ubicación del Pabellón “D” de la Universidad Privada Antenor Orrego (b)	55
Foto 3: Entrevista al Ing. Ochoa Zevallos Rolando	56
Foto 4: Vigas y Columnas del Pabellón D - alineación	57
Foto 5: Inspección a los Muros de albañilería del Pabellón D	58
Foto 6: Vista de los elementos estructurales y muros de Albañilería del Pabellón D	59
Foto 7: Vista de los elementos estructurales y muros de Albañilería del Pabellón D	59
Foto 8: Vista desde el interior del Edificio (Pabellón D)	65
Foto 9: Pendiente cero en la Edificación	66
Foto 10: Vista Panorámica de la Edificación	67
Foto 11: Vista de Elementos estructurales	67
Figura 20: Distancias de los X_{min} , X_{max} , Y_{min} y Y_{max}	68

Foto 12: Vista Frontal (Elevación de la Edificación)	71
Foto 13: Vista Panorámica del Pabellón D (Cubierta del Edificio).....	72
Foto 14: Vista Panorámica del Pabellón D (Cubierta y Elementos estructurales)	73
Foto 15: Tanque Elevado	74
Foto 16: Vista de una gárgola	74
Foto 17: Muro de albañilería deteriorado.....	75
Foto 18: Daño en la escalera.....	75
Foto 19: Parapeto en la azotea ligeramente dañado.....	76
Foto 20: Daño ligeramente	76
Foto 21: Alteración del elemento Estructural.....	77
Foto 22: Daño ligero de columna	77
Foto 23: Junta de dilatación en mal estado	77
Figura 21: Definición de distancias entre ejes para retículas	132
Figura 22: Altura de pisos de la edificación	133
Figura 23 Definición de los materiales	134
Figura 24. Definición de secciones para los elementos Vigas y columnas	135
Figura 25 Definición de material, sección y características de las Columnas	136
Figura 26: Definición de material, sección y características de las Vigas.....	137
Figura 27: Definición de secciones para las losas aligeradas y macizas	138
Figura 28: Definición de material, sección y características de la losa aligerada y maciza	138
Figura 29: Vista de todos los elementos del Pabellon D en el programa ETABS 2016	139
Figura 30: Generación de cargas en el modelo matemático.....	140
Figura 31: Menú para la Definición de un Espectro de Diseño.....	140
Figura 32: Espectro de Diseño Para el Modelo Matemático	142
Figura 33: Menú para definir los casos de carga.....	143
Figura 34: Definición de carga sísmica en X.....	144
Figura 35: Definición de carga sísmica en Y.....	145
Figura 36: Definición de carga sísmica en X amplificada	146

Figura 37: Definición de carga sísmica en Y amplificada	146
Figura 38: Menú para definir los combos para el análisis	147
Figura 39: Definición de combinación de carga	148
Figura 40: Cargas mínimas repartidas	149
Figura 41: Menú para crear conjuntos de carga	150
Figura 42: Disposición de ladrillos y viguetas.....	151
Figura 43: Asignación de cargas al ambiente.....	152
Figura 44: Menú para asignar las cargas uniformes según el ambiente	153
Figura 45: Asignación de carga uniforme según su ambiente	153
Figura 46: Menú para asignar las cargas distribuidas de muro a las vigas.	154
Figura 47: Asignación de cargas distribuidas a las vigas.....	155
Figura 48: Menú para asignar cargas puntuales en las vigas del tercer piso.....	156
Figura 49: Asignación de cargas puntuales en vigas del tercer piso	156
Figura 50: Menú para la creación de la fuente de masa	157
Figura 51: Creación de la fuente de masa	158
Figura 52: Menú para asignar restricciones globales de la estructura.....	159
Figura 53: Asignación de la restricción global de la estructura.....	159
Figura 54: Menú para la revisión de errores antes del análisis de la estructura	160
Figura 55: Revisión de errores antes del análisis de la estructura	161
Figura 56: Menú para la revisión de errores antes del análisis de la estructura	162
Figura 57: Modo 1 de Vibración de la Estructura del Pabellón D de la Universidad Privada Antenor Orrego.....	165
Figura 58: Modo 2 de Vibración de la Estructura del Pabellón D de la Universidad Privada Antenor Orrego.....	165
Figura 59: Modo 3 de Vibración de la Estructura del Pabellón D de la Universidad Privada Antenor Orrego.....	166
Figura 60: Modelación de la alternativa de reforzamiento con placas en la edificación del Pabellón D de la Universidad Privada Antenor Orrego.....	170
Figura 61: Periodo Fundamental de Vibración del Modo 1	171
Figura 62: Periodo Fundamental de Vibración del Modo 2.....	171

Figura 63: Periodo Fundamental de Vibración del Modo 3..... 172

I CAPITULO INTRODUCCIÓN

1.1. Planteamiento del Problema

Las consecuencias ocasionadas por los eventos sísmicos sobre las edificaciones a lo largo del tiempo han sido motivo de investigación, debido a las pérdidas que estos desastres naturales provocan, tales como perdidas económicas y de vidas humanas como nos muestra la tabla D-1,2 y 3 en el Anexo D. Evidentemente, “la posible catástrofe es mayor, cuanto más grande sea el terremoto, cuanto más cerca este de un centro urbano, cuanto más numerosa sea la población, mayor el desarrollo económico y más bajo el nivel de preparación” (Bertero, 1992, pág. 1).

Por otra parte, esto es debido a un mal diseño estructural, ya sea por falta de normativas al momento del cálculo o por un incorrecto criterio por parte del ingeniero, o en el caso más desfavorable no hubo presencia de un personal técnico o profesional para la ejecución del mismo, así una mala estructuración de la edificación y un estado de conservación con deterioro en sus elementos estructurales y no estructurales; esto hace que las edificaciones en nuestro medio deberían ser necesariamente estudiadas, para así poder conocer la situación de ellas y buscar diferentes mecanismos para reducir el riesgo sísmico, para ello es necesario determinar la vulnerabilidad sísmica.

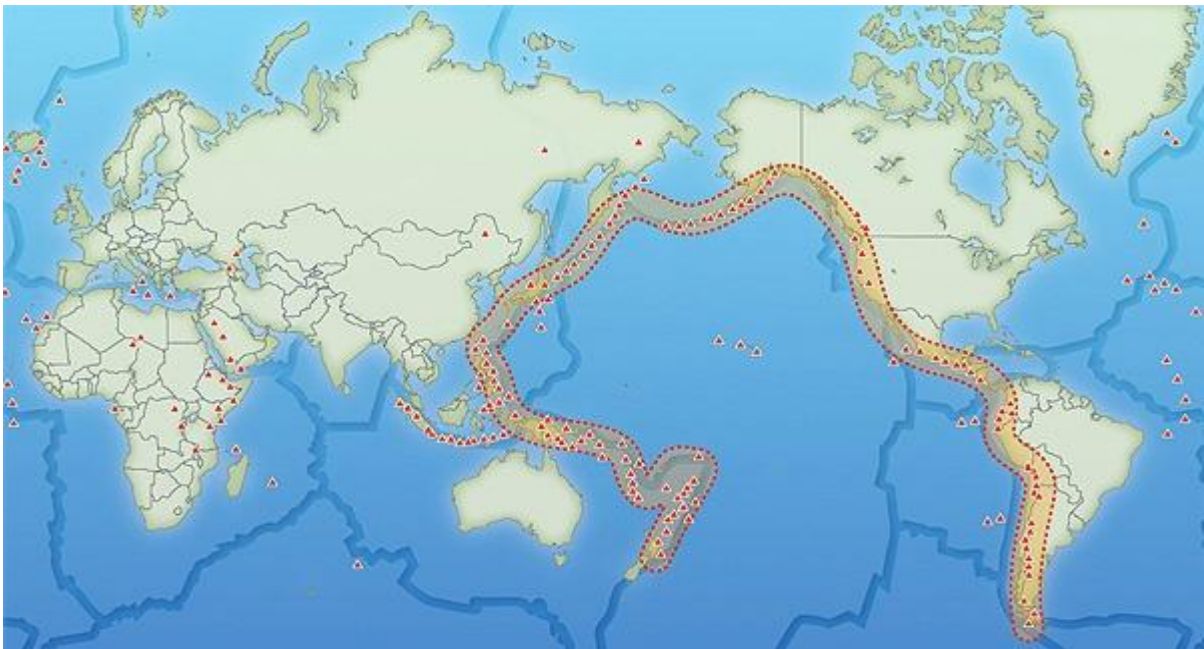
La prevención y mitigación contra los impactos de un desastre sísmico deben considerarse como parte fundamental de un proceso de desarrollo integral a nivel regional y urbano, con el fin de reducir el riesgo existente. Por lo tanto, los requisitos de diseño están basados en la categoría de diseño sísmico en la cual se asigne a la estructura. “En general, la categoría de diseño sísmico está relacionada con al nivel de amenaza sísmica, el tipo de suelo, y el tipo de ocupación y uso de la edificación” (ACI 318, 2014, pág. 54)

El conocimiento de lo antes mencionado es primordial para definir medidas de atención adecuadas a la emergencia y en este punto, el conocimiento de la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones esenciales juega un rol importante, pues en ella se basa el desarrollo de cualquier plan de emergencia y atención inmediata a la crisis sísmica.

1.2. Delimitación del Problema

El Perú forma parte del cinturón de fuego del pacifico, por consiguiente, la costa peruana está en una zona de alta actividad tectónica y sísmica.

Figura 1: Cinturón de fuego del pacifico

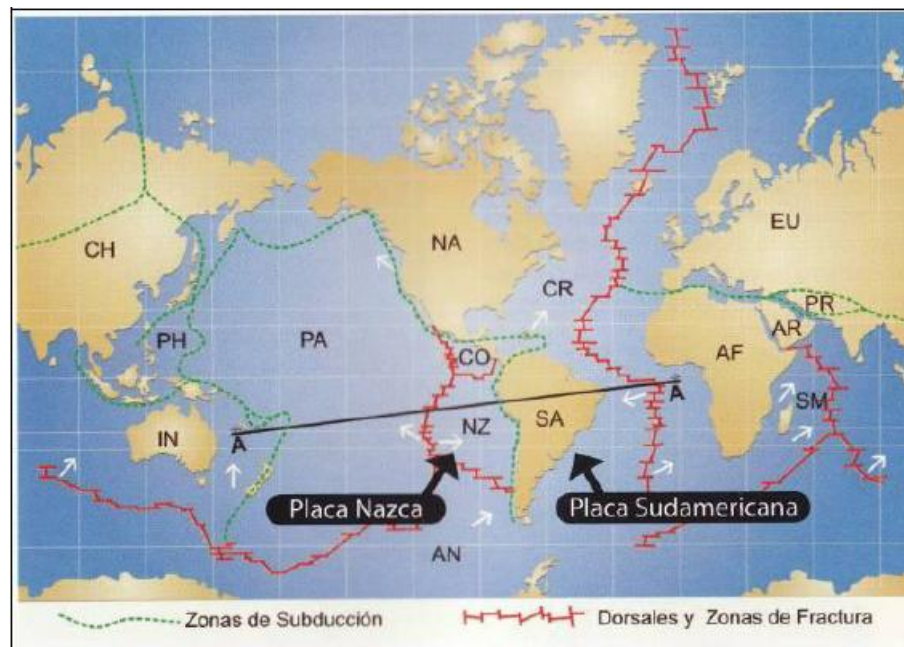


Fuente: <http://www.energiandina.cl/>

La provincia de Trujillo según la zonificación sísmica del decreto supremo N° 003-2016-Vivienda, que modifica la norma técnica peruana E.030 “Diseño Sismorresistente” del (RNE 2014) se encuentra en la zona 4, donde se desarrollan actividades sísmicas significativas, siendo principalmente relacionada con el proceso de subducción de la placa oceánica (Nazca) bajo la placa continental (sudamericana).dicho proceso genera una constante acumulación de energía que

se libera en forma de terremotos, esto motiva a investigar el estado actual de las edificaciones existentes, en especial de las que están catalogadas como esenciales como es el caso de “Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre , tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades” (NTE.030, 2014, pág. 7).

Figura 2: Distribución de las placas tectónicas



Fuente: “Alto a los desastres”. Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo (PNUD). Lima, Perú

Un mal estado de conservación y el deterioro de los elementos estructurales de estas edificaciones muestra que deberían ser necesariamente estudiadas, para así poder conocer la situación de ellas y buscar diferentes mecanismos para reducir el riesgo sísmico, para ello es necesario determinar la vulnerabilidad sísmica. Si el diseño estructural viene estipulado por normas que, en muchos casos, ya han sido comprobadas en situaciones reales y que, generalmente, garantizan un nivel adecuado de seguridad, no ocurre lo mismo con el problema de la evaluación

del comportamiento sísmico de estructuras existentes, donde se requieren estudios más amplios para llegar a resultados confiables; Además, dichas edificaciones han sido diseñadas con normas cuyos parámetros sísmicos han sido modificados a la fecha, tomando en la actualidad un grado de precaución mucho mayor a los parámetros estipulados en normas anteriores.

En consecuencia la presente investigación se realizará en el Pabellón “D” de la Universidad Privada Antenor Orrego el cual se edificó en el año 1993 tomando la Norma Básica de Diseño Sismorresistente en el Reglamento Nacional de Construcciones (1977), por lo mencionado el análisis de Vulnerabilidad Sísmica se realizará utilizando los métodos cualitativo y cuantitativo , la cual para el último realizaremos el modelamiento estructural mediante el cual veremos si es necesario plantear el reforzamiento de la estructura y de tal manera ubicar a la edificación en un punto de performance deseado.

1.3. Formulación del Problema

¿Cuál es la vulnerabilidad sísmica del Pabellón “D” de la Universidad Privada Antenor Orrego?

1.4. Formulación de la Hipótesis

Si al Aplicar los métodos cualitativos y cuantitativos de Vulnerabilidad Sísmica en el Pabellón “D” obtendremos que la Edificación será Vulnerable.

1.5. Objetivos

1.5.1. General

- Determinar la Vulnerabilidad Sísmica del Pabellón “D”.

1.5.2. Específicos

- Elaborar un formulario de ayuda para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica en función a los parámetros utilizados por el método Benedetti y Petrini y Hirosawa para estructuras de Hormigón armado.
- Elaborar el modelo matemático, usando el programa computacional ETABS, del Pabellón “D”, para de esta manera comprobar el comportamiento de la estructura, ante los efectos de los modos de vibración y su participación de masa de dichos modos.
- Realizar el cálculo de la Vulnerabilidad Usando Método de Hirosawa y Benedetti – Petrini.
- Realizar un análisis Dinámico lineal del Pabellón “D”, mediante el modelo matemático que se realizará en el programa ETABS en el cual podamos verificar en cumplimiento de las derivas según lo estipulado en la NTE E.030.
- Realizar la propuesta de Reforzamiento de la edificación.

1.6. Justificación del Estudio

Con el fin de obtener estimaciones aceptables del riesgo sísmico es necesario evaluar la vulnerabilidad sísmica de los componentes estructurales. Esta condición es propia de cada edificación y su evaluación es un proceso complejo y laborioso. En el caso de edificaciones esenciales, las características de su ocupación, la especial importancia que tienen para afrontar situaciones de emergencia debido a sismos, el carácter vital y estratégico de la preservación de su funcionalidad , las características de equipamiento y contenido, así como su complejidad, hacen que la evaluación de la vulnerabilidad de dichas instalaciones sea especialmente importante frente la acción de un sismo con la finalidad de garantizar la seguridad de los estudiantes, personal docente y administrativo que allí labora cumpliendo con los parámetros estipulados en la norma E.030.

II CAPITULO MARCO TEORICO

2.1. Antecedentes de la Investigación

Actualmente existen muy pocas tesis acerca de la Vulnerabilidad sísmica y Riesgo sísmico respecto a estructuras esenciales cómo instituciones educativas. Sin Embargo, La revisión bibliográfica realizada en diversas bibliotecas universitarias y digitales nos ha permitido recopilar unas investigaciones previa aproximación a la estudiada, así tenemos:

- a. De Andrea Ruales Andrade (2016), la tesis de “Evaluación De La Vulnerabilidad Sísmica Del Edificio De La Facultad De Economía Bloque B, De La Universidad Central Del Ecuador, Utilizando La Norma Ecuatoriana De La Construcción (NEC-SE-RE, 2015)”, concluye y recomienda que:

“La edificación posee vulnerabilidad ante la presencia de un evento extremo tanto al realizar la evaluación rápida con la adaptación del formato FEMA 154, así como al realizar el análisis de la estructura con el programa computacional SAP2000 v15.1.0; éste último evidenció que se presentan fallas en un alto porcentaje de los elementos estructurales, y no cumple con las exigencias de la Norma Ecuatoriana de la Construcción actual.”

“Con el programa computacional SAP2000 v15.1.0 se realizó el análisis lineal, indicando que los elementos estructurales (vigas, columnas) del edificio de la Facultad de Economía presentan fallas, generalmente son elementos que se encuentran ubicados en los extremos de la estructura, y en los niveles bajos, las fallas se presentan por: deficiente acero de confinamiento, separación entre estribos, o a su vez por poseer una sección insuficiente. Es importante tomar en cuenta que los

diseños fueron realizados con códigos de construcción vigentes en esa época, la norma actual NEC-2015 es mucho más exigente que la usada en el diseño original del edificio.”

“De acuerdo a los resultados obtenidos en el análisis que se realiza con el programa computacional SAP2000 v15.1.0 se observa que la estructura presenta problemas de rigidez global, por lo que se requiere el reforzamiento de la estructura, sugiriendo la alternativa de reforzamiento en función de este parámetro, determinándose que al usar el método de paredes enchapadas disminuye los problemas que se presentan en la edificación el periodo de vibración disminuye en un 51.8% y las derivas cumplen con las exigencias de la normativa vigente en la actualidad.”

“Es importante tomar en cuenta que el método de paredes enchapadas disminuye los problemas estructurales, pero no es el único método que podría brindar soluciones, por lo que se recomienda considerar más opciones y elegir la alternativa más factible en cuanto a funcionalidad, seguridad, economía y estética.”

La tesis mencionada, está relacionado con la evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica en una Edificación de Hormigón armado en función a los requerimientos de la normativa ecuatoriana utilizando el programa Computacional SAP2000 15.1.0. lo cual esta está enfocada en la utilización de una metodología tanto cualitativa y cuantitativa para determinar la vulnerabilidad sísmica estructural con su normativa vigente y así lograr plantear alternativas de reforzamiento para evitar pérdidas humanas y materiales al ocurrir un terremoto.

- b. De Sarita Abanto & Deysi Cárdenas (2015), la tesis de “Determinación De La Vulnerabilidad Sísmica Aplicando El Método De Benedetti – Petrini En Las Instituciones Educativas Del Centro Histórico De Trujillo, Provincia De Trujillo, Región La Libertad”, recomienda que:

“Se recomienda a la I.E. N°81011 Antonio Raimondi, a no rellenar con concreto a las juntas sísmicas, pues esto contribuye al mal desempeño sísmico de la edificación.”

“Que las autoridades pertinentes controlen permanentemente (en el aspecto estructural) las construcciones de edificaciones en las instituciones educativas, para garantizar el buen uso y, evitar problemas futuros ante eventos sísmicos. Asimismo, se monitoree las acciones de mantenimiento y cuidado de las instalaciones de las construcciones en las instituciones educativas.”

“Se recomienda desarrollar métodos de determinación de vulnerabilidad de edificaciones con parámetros sísmicos de la localidad incorporando análisis modernos de vulnerabilidad sísmica, pues nos encontramos en una zona de alta sismicidad.”

“Se recomienda aplicar métodos cuantitativos que permitan calibrar el método de Benedetti y Petrini, a fin de obtener resultados precisos.”

La tesis mencionada aporta a la presente a comprender la aplicación del método de índice de Vulnerabilidad para estructuras de mampostería no reforzada propuesto por Benedetti y Petrini la cual identifica los parámetros más importantes que controlan el daño en los edificios causados por los terremotos y está ligada a la aplicación del método de índice de vulnerabilidad cualitativo en instituciones educativas para determinar su estado y generar un formulario la cual se puede replicar en otras construcciones.

c. Luis Quiroz & Lindaura del Rosario (2014), la tesis de “Evaluación Del Grado De Vulnerabilidad Sísmica Estructural En Edificaciones Conformadas Por Sistemas Aporticados

Y De Albañilería Confinada En El Sector De La Esperanza Parte Baja – Trujillo.”, concluye y recomienda que:

“La metodología para evaluación resulto ser eficiente y rápida por la reducción de un gran número de variables que definen un grado de vulnerabilidad, estas se redujeron a solo el área de corte o densidad de muros, área construida y número de pisos.”

“El grado de vulnerabilidad sísmica estructural en el distrito de La Esperanza parte alta es igual a 75.48%, vulnerabilidad media 11.04% y vulnerabilidad baja igual a 13.67%, demostrándose que aquellas edificaciones construidas de manera tradicional por autoconstrucción.”

“Realizar convenios con ONG que trabajen por la sostenibilidad de las ciudades para buscar apoyo en el reforzamiento de las edificaciones que presenten vulnerabilidad media y alta.”

La tesis descrita está relacionado con la evaluación de la vulnerabilidad Sísmica en el sector de la Esperanza parte baja la cual presenta una incertidumbre en cuanto a su grado de vulnerabilidad sísmica debido a que la mayoría de edificaciones no han sido diseñadas según la norma vigente y no han tenido el control necesario en su construcción y la analiza utilizando un formato para su aplicación rápida y efectiva y obtener datos confiables para la evaluación de las mismas, la cual puede ser replicada en otras edificaciones del país.

d. Johan Laucata Luna (2014), la tesis de “Análisis De La Vulnerabilidad Sísmica De Las Viviendas Informales En La Ciudad De Trujillo.”, concluye y recomienda que:

“Los materiales utilizados en la construcción de las viviendas encuestadas son de regular a deficiente calidad. Existe un inadecuado control de calidad sobre los materiales. Las unidades de albañilería artesanales utilizadas en todas las viviendas, poseen una baja resistencia, una alta variabilidad dimensional y una gran absorción de agua. Esto es debido a la falta de uniformidad de la cocción de las unidades de albañilería de origen artesanal.”

“Los problemas constructivos encontrados en su mayoría son las juntas de construcción mal ubicadas, los malos encofrados y los aceros de refuerzo expuestos. Encontrándose concreto con restos de basura y muchos refuerzos corroídos, a pesar de los intentos artesanales de protección. También se encontró muchos muros construidos con ladrillos crudos o adobes.”

“Los problemas estructurales encontrados la mayoría de las viviendas poseen tabiques sin arriostre, siendo un problema importante al interior de la vivienda. Además, en las azoteas donde se observó tabiques a media altura sin ningún tipo de arriostre, generando un peligro latente durante un sismo pudiendo afectar el escape de los moradores. Ninguna de las viviendas posee una junta sísmica. Además, las losas de techo están a desnivel en zonas con pendiente, siendo un riesgo de daño entre las viviendas en un evento sísmico.”

“Se ve necesario un reforzamiento masivo de estas viviendas existentes para reducir la vulnerabilidad sísmica. Para este cometido se debe proponer soluciones económicas, de fácil implementación y que pueda ser acogidas por los propietarios actuales. Estos programas deberían ser complementados con incentivos del estado. Ya que una de las causas de la informalidad es los

bajos recursos económicos de los propietarios. El Beneficio social y económico es viable, si se compara a los efectos producidos por el terremoto en la ciudad de Pisco-Ica del año 2007. Y teniendo en cuenta que se espera sismos de mayor severidad.”

“Se recomienda que las municipalidades distritales y provinciales incluyan dentro de su plan de desarrollo metropolitano, la reducción de la vulnerabilidad de sus viviendas. Apoyando con supervisión y capacitación de la autoconstrucción de sus ciudadanos.”

Esta Tesis contribuye a ver una metodología simple para determinar el riesgo sísmico de viviendas informales de albañilería confinada en la ciudad de Trujillo, en la evaluación del mismo se analizó características técnicas, así como los errores arquitectónicos, constructivos y estructurales de viviendas construidas informalmente , asimismo de que la autoridad en seguridad Defensa Civil tome las medidas necesarias para prevenir perdidas tanto materiales como humanas ante un evento sísmico de gran magnitud y en la elaboración una cartilla para la construcción y mantenimiento de albañilería confinada de la costa peruana.

- e. Luis Mercado & Carlos Sabogal (2016), la tesis de “Análisis De Vulnerabilidad Sísmica En Edificaciones Aporticadas De Concreto Reforzado En La Ciudad De Cartagena.”, concluye y recomienda que:

“La investigación realizada permitió concluir, basándose en un análisis de vulnerabilidad aplicado a ambas edificaciones estudiadas, a través de un modelo computacional, un comportamiento y una respuesta ante un evento sísmico para ambos casos.”

“Por otro lado, el análisis de vulnerabilidad bajo la Norma Sismo Resistente colombiana (NSR- 10) mostró deficiencia en los elementos estructurales como columnas y vigas, donde se evidencia la (intervención, restauración, reforzamiento) de estos elementos.”

“Para los escenarios de cargas mayores para cargas sísmicas, con factores definidos bajo la NSR-10 se determinaron diferentes vigas y columnas que presentan condiciones de sobreesfuerzo, es por esto por lo que deberían analizarse detalladamente para un posible reforzamiento y garantizar con esto la estabilidad de la edificación.”

La tesis está relacionada con la evaluación de la vulnerabilidad que presentan los edificios Concasa y Banco del estado, al ser expuestos a un sismo, esto mediante la simulación de un evento sísmico en los edificios mediante el software estructural ETABS. El aporte de esta tesis está dirigida a la utilización de programas computacionales que nos faciliten la obtención de resultados, con los cuales podríamos ver si es necesario o no, el reforzamiento de la edificación en estudio.

2.2. Fundamentación Teórica de la Investigación

2.2.1. Vulnerabilidad sísmica

La vulnerabilidad sísmica de una estructura se define como el grado de daño debido a la ocurrencia de un movimiento sísmico del terreno de una intensidad determinada.

El grado de daño que puede sufrir una estructura puede ser de dos tipos:

Daño Estructural o daño que se produce en elementos que forman parte del sistema resistente de la edificación, y Daño no Estructural que ocurre en elementos que no forman parte del sistema

resistente principal, incluyendo el daño arquitectónico, daño en los sistemas mecánicos, eléctricos, sanitarios y daño en el contenido del edificio.

El daño estructural depende del comportamiento de los elementos del esquema resistente sean vigas, columnas, etc., y que puede cuantificarse mediante un indicador de daño local, es decir, un indicador del daño ocasionado en el elemento asociándolo luego a un indicador de daño global de toda la estructura en conjunto. El indicador global se estima a partir de las contribuciones ponderadas de los indicadores de daños locales. Por otra parte, el daño no estructural se evalúa en función de las deformaciones y distorsiones que sufra la estructura y, en ocasiones, a partir de las aceleraciones que experimenta la misma.

2.2.2. Método de Hirosawa (Método Japonés)

El método propuesto por Hirosawa es utilizado oficialmente en Japón por el Ministerio de Construcción en la evaluación de la seguridad sísmica de edificios de hormigón armado. El método recomienda tres niveles de evaluación, que van de lo simple a lo detallado, y se basa en el análisis del comportamiento sísmico de cada piso del edificio en las direcciones principales de la planta.

El método fue propuesto originalmente para ser utilizado en edificios de hormigón armado de altura media existentes o dañados, del orden de seis a ocho pisos estructurados con muros o pórticos. En estudios más recientes el método se ha aplicado a edificios mixtos de hormigón armado y albañilería.

La vulnerabilidad estructural se establece considerando que:

Si $I_S \geq I_{SO}$ se puede considerar que el edificio tiene un comportamiento sísmico seguro frente a un evento sísmico.

Si $I_S < I_{SO}$ se puede considerar que el edificio tiene un comportamiento incierto frente a un evento sísmico y por lo tanto se considera como inseguro.

2.2.2.1. Cálculo del índice I_S

Este índice se calcula mediante la ecuación siguiente:

$$I_S = E_o * S_D * T$$

donde:

E_o : índice sísmico básico de comportamiento estructural.

S_D : índice de configuración estructural.

T : índice de deterioro de la edificación.

2.2.2.2. Cálculo de E_o

Al aplicar el primer nivel de evaluación, el término E_o se determina a partir de un cálculo simple de la resistencia última de corte de cada piso. Esta resistencia se calcula para cada dirección de la planta por la suma de los productos del área de la sección transversal de un muro o columna y de su resistencia de corte, reduciendo este producto por un factor (a_i) que considera la presencia de elementos que alcanzan su resistencia a un nivel de deformación menor que el resto de los elementos Sismorresistente, como por ejemplo columnas cortas o muros de albañilería, reforzados o no, si se comparan con muros o columnas de hormigón armado.

El índice E_o es proporcional al producto del coeficiente de resistencia (C) y del de ductilidad (F).

$$E_o \propto C * F$$

Para el cálculo de E_o , todo elemento o subestructura vertical que forma parte de la estructura Sismorresistente debe clasificarse en alguna de las categorías siguientes:

Columnas cortas de hormigón armado. Son todas las columnas en las que la relación h_o/D , entre la altura libre (h_o) y el ancho de la sección transversal (D), es igual o menor que 2. El comportamiento sísmico de estas columnas está controlado por una falla de corte frágil que se caracteriza por el reducido nivel de deformación en el que se alcanza la resistencia y por la baja capacidad de deformación inelástica. Para establecer la altura libre se ha considerado la presencia de los elementos arquitectónicos que reducen la altura de la columna en la medida en que no se aíslan de ella.

Columnas de hormigón armado. Son todas las columnas en las que la relación h_o/D es mayor que 2.

Muros de hormigón armado. Son los elementos de hormigón armado con una sección transversal en que la relación entre el lado mayor y el lado menor de la sección transversal es mayor que 3.

Muros de relleno de albañilería. Son aquellos muros de albañilería, normalmente con escaso o ningún refuerzo, ubicados en el interior de los vanos de la subestructura resistente (pórticos) sin aislarlos de ella.

Muros de albañilería armada o muros de albañilería confinada con elementos esbeltos de hormigón armado, pilares y cadenas.

Los muros considerados corresponden a aquellos muros que se han diseñado y construido en forma tal que puedan transmitir cargas horizontales y verticales de un nivel al nivel inferior y a la fundación; no se consideran aquellos muros que sólo resisten las cargas provenientes de su propio peso como son: parapetos y tabiques de relleno o divisorios aislados de la estructura Sismorresistente.

Esta clasificación debe hacerse para determinar la resistencia y para atender la menor capacidad de deformación inelástica y capacidad de disipación de energía que presentan algunos elementos, como por ejemplo las columnas cortas y los muros de albañilería de relleno sin refuerzo, cuando el comportamiento sísmico está controlado por ellos.

El índice E_o se calcula con la ecuación siguiente:

$$E_p = \frac{(n_p + 1)}{(n_p + i)} * \{ \alpha_1 * (C_{mar} + C_{sc} + C_a + C_{ma}) + \alpha_2 * C_w + \alpha_3 * C_c \} * F$$

donde:

α_i : factor de reducción de la capacidad resistente de acuerdo con el nivel de deformación en que alcanzan la resistencia los elementos que controlan el comportamiento sísmico. Los valores de estos factores se entregan en la tabla A1 cuando la capacidad sísmica está controlada por los elementos más frágiles (Tipo A), los menos frágiles (Tipo B) y los dúctiles (Tipo C) respectivamente.

n_p : número de pisos del edificio.

i : nivel que se evalúa.

C_{mar} : índice de resistencia proporcionada por los muros de relleno de albañilería.

C_{sc} : índice de resistencia proporcionada por las columnas cortas de hormigón armado.

C_a : índice de resistencia proporcionada por los muros de albañilería no reforzada o parcialmente confinada.

C_{ma} : índice de resistencia proporcionada por los muros de albañilería confinada.

C_w : índice de resistencia proporcionada por los muros de hormigón armado.

C_c : índice de resistencia proporcionada por las columnas no cortas de hormigón armado.

F : índice de ductilidad asociado a los elementos verticales.

$F = 1,0$ si C_{mar} , C_a y C_{sc} son iguales a cero

$F = 0,8$ si C_{mar} , C_a y C_{sc} son distintos de cero

En caso de que los muros de albañilería confinada controlen la capacidad resistente, el valor de F es igual a 1,0 considerando la capacidad de deformación inelástica que se logra con los elementos de confinamiento.

La capacidad sísmica debe calcularse en primer lugar considerando la falla de elementos más frágiles; sin embargo, si la falla de este grupo no produce inestabilidad del sistema, la capacidad sísmica debe calcularse considerando el próximo grupo y despreciando la resistencia de los elementos que han fallado.

Figura 3: Valores de los coeficientes α

Tipo	α_1	α_2	α_3	Modo de falla
A	1,0	0,7	0,5	Muros de rellenos de albañilería o columnas cortas o muros de albañilería no reforzada y parcialmente confinada o muros de albañilería confinada controlan la falla.
B	0,0	1,0	0,7	Muros de hormigón armado controlan la falla.
C	0,0	0,0	1,0	Columnas de hormigón armado controlan la falla.

Fuente: Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud.

El término $(n + 1) / (n + i)$ considera la relación entre el coeficiente de corte basal y el coeficiente de corte del piso i , cuando estos esfuerzos de corte se establecen en función del peso del edificio por sobre el nivel considerado.

Los índices de resistencia (C_i) se han determinado considerando las características de refuerzo de los muros de hormigón armado construidos en Chile (cuantía y modalidad de refuerzo), lo que incorpora modificaciones en las expresiones propuestas por Hirosawa e Iglesias. Para los muros de albañilería se usa la resistencia propuesta por Iglesias para los muros de relleno (muros tipo diafragma) y la resistencia de agrietamiento diagonal recomendada por Raymond⁸ para los muros de albañilería confinada.

Las ecuaciones usadas son:

$$C_{mar} = \frac{0,6 * 0,85 * \tau_o * \sum A_{mar}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j}$$

$$C_{sc} = \frac{f_c}{200} * \frac{15 * \sum A_{sc}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j}$$

$$C_{mar} = \frac{0,6 * (0,45 * \tau_o + 0,25 * \sigma_o) * \sum A_{ma}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j}$$

$$C_a = C_{ma}$$

$$C_w = \frac{f_c}{200} * \frac{30 * \sum A_{m1} + 20 * \sum A_{m2} + 12 * \sum A_{m3} + 10 * \sum A_{m4}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j}$$

$$C_c = \frac{f_c}{200} * \frac{10 * \sum A_{c1} + 7 * \sum A_{c2}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j}$$

donde:

f_c = Resistencia cilíndrica a la compresión del hormigón.

$\Sigma Amar$ = Suma de las áreas de los muros de relleno de albañilería del piso en evaluación en la dirección analizada.

ΣAsc = Suma del área de las columnas cortas de hormigón armado del piso en evaluación.

ΣAma = Suma de las áreas de los muros de albañilería confinada del piso en evaluación en la dirección analizada.

$\Sigma Am1$ = Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso en evaluación con columnas en ambos extremos, con cuantía de refuerzo horizontal igual o mayor que 1,2 % y una esbeltez (HIL) del muro mayor que 2. En estos muros la resistencia al corte está controlada por la resistencia de aplastamiento de la diagonal comprimida debido a su alta cuantía de refuerzo horizontal.

$\Sigma Am2$ = Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso en evaluación con columnas en ambos extremos y cuantía de refuerzo horizontal mínima. En estos muros la resistencia al corte es proporcionada principalmente por la armadura horizontal.

$\Sigma Am3$ = Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso en evaluación, sin columnas o con una columna en alguno de sus extremos, una esbeltez del muro igual o menor que

2 y una cuantía de armadura mínima. En estos muros la resistencia al corte está definida por la carga de agrietamiento diagonal del hormigón debido a su reducida cuantía de armadura de refuerzo.

$\Sigma Am4$ = Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso en evaluación, sin columnas o con una columna en alguno de sus extremos y una esbeltez del muro mayor que 2. En estos muros la resistencia al corte está dada por las ecuaciones de la norma ACI-318.

$\Sigma Ac1$ = Suma de las áreas de las columnas de hormigón armado donde la relación entre la altura libre (h) y el ancho (D) es menor que 6.

$\Sigma Ac2$ = Suma de las áreas de las columnas de hormigón armado donde la relación entre la altura libre (h) y el ancho (D) es igual o mayor que 6.

W_j = Peso del piso j.

τ_0 = Resistencia básica de corte de la albañilería.

σ_0 = Tensión normal debida al esfuerzo

L = Largo del muro.

H = Altura del piso si L es igual o mayor que 3 mts. o altura libre del muro si L es menor que 3 mts.

En estas ecuaciones las áreas se deben expresar en cm^2 , las resistencias y tensiones en kgf/cm^2 y los pesos en kgf . Los coeficientes que acompañan a las áreas corresponden a la resistencia al corte de los diferentes tipos de elementos que forman el sistema sismorresistente, expresadas en kgf/cm^2 .

2.2.2.3. Cálculo de S_D

Este coeficiente cuantifica la influencia de las irregularidades de la configuración estructural y de la distribución de rigidez y de masa en el comportamiento sísmico de la edificación. La

información para calcular S_D se obtiene principalmente de los planos estructurales y se complementa con visitas a terreno. Las características del edificio que se consideran en la determinación de este coeficiente son: regularidad de la planta, relación largo-ancho de la planta, estrangulaciones de la planta, espesor de las juntas de dilatación, dimensiones y ubicación de patios interiores, existencia de subterráneo, uniformidad de la altura de los pisos, excentricidad de rigidez en planta, irregularidades de la distribución de las masas y de la rigidez de entrepiso de los pisos en altura, etc.

Hirosawa propone calcular S_D cuando se usa el primer nivel de evaluación de vulnerabilidad con la ecuación siguiente:

$$S_D = \prod_{i=1}^{i=8} q_i$$

Donde:

$$q_i = \{1,0 - (1 - G_i) * R_i\} \text{ para } i = 1, 2, 3, 4, 5, 7 \text{ y } 8$$

$$q_i = \{1,2 - (1 - G_i) * R_i\} \text{ para } i = 6$$

Los valores de G_i y R_i recomendados por Hirosawa se indican en la tabla.

Figura 4: Valores G_i y R_i

ITEMS (q_i)	G_i			R_i
	1,0	0,9	0,8	
1.Regularidad	Regular (a_1)	Mediano (a_2)	Irregular (a_3)	1,0
2.Relación largo-ancho	$B \leq 5$	$5 < B \leq 8$	$B > 8$	0,5
3. Contratación de planta	$0,8 \leq c$	$0,5 \leq c \leq 0,8$	$c < 0,5$	0,5
4.Atrio o patio interior	$R_{ap} = 0,1$	$0,1 < R_{ap} \leq 0,3$	$0,3 < R_{ap}$	0,5
5.Excentricidad de atrio o patio interior	$f_1 = 0,4$ $f_2 = 0,1$	$f_1 \leq 0,4$ $0,1 < f_2 \leq 0,3$	$0,4 < f_1$ $0,3 < f_2$	0,25
6. Subterráneo	$1,0 \leq R_{as}$	$0,5 \leq R_{as} < 1,0$	$R_{as} < 0,5$	1,0
7. Junta de dilatación	$0,01 \leq s$	$0,005 \leq s < 0,01$	$s < 0,005$	0,5
8. Uniformidad de altura de piso	$0,8 \leq R_h$	$0,7 \leq R_h < 0,8$	$R_h < 0,7$	0,5

Fuente: Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud.

La descripción de cada una de las características se entrega a continuación:

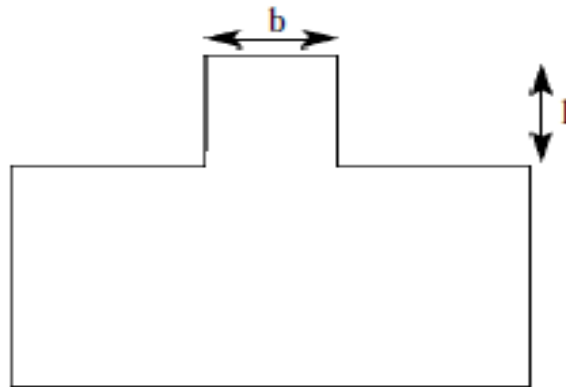
i. Regularidad a_i :

a_1 : La planta es simétrica en cada dirección, y el área de salientes es menor o igual al 10% del área total de la planta. Estas salientes son consideradas en el caso que $l/b \leq 0,5$.

a_2 : La planta no es regular, y el área de salientes es igual o menor que el 30 % del área de la planta. Dentro de esta categoría se encuentran las plantas tipo L, T, U y otras.

a_3 : La planta es más irregular que el caso a_2 , y el área de salientes es mayor que el 30% del área de la planta.

Figura 5: Relación b y l



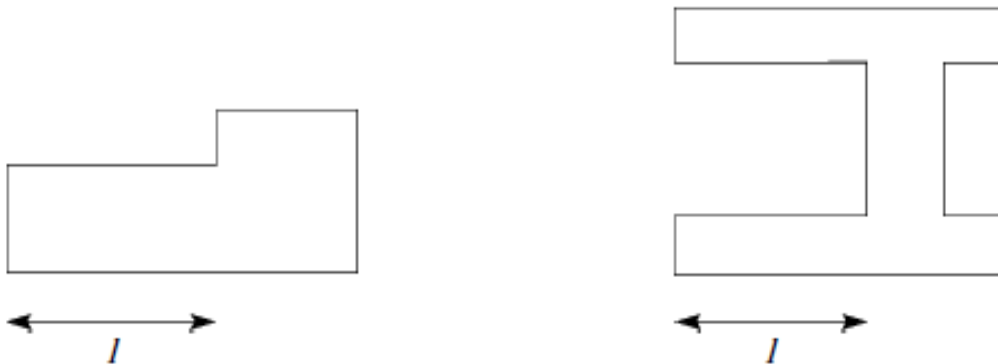
Fuente: Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud.

ii. Relación largo - ancho, B:

Razón entre la dimensión mayor y menor de la planta.

En las plantas tipo L, T, U u otras se considera el lado mayor como $2 \cdot l$, para l indicado en la figura 2.

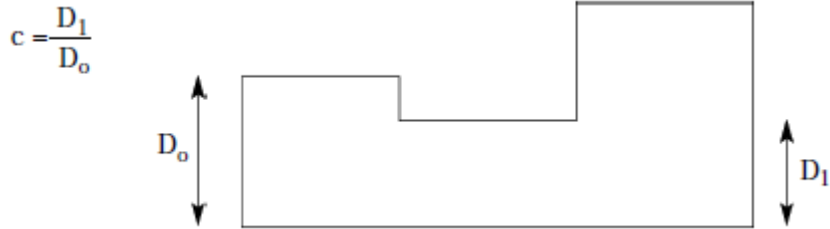
Figura 6: Relación largo ancho



Fuente: Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud

iii. Contracción de planta, c:

Figura 7: Contracción de planta



Fuente: Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud

iv. Atrio o patio interior, Rap:

Razón entre el área del atrio y el área total de la planta, incluida el área del atrio. Sin embargo, una caja de escaleras estructurada con muros de hormigón armado no se considera en este análisis.

v. Excentricidad de atrio o patio interior, f:

f1: Razón entre la distancia del centro de la planta al centro del atrio, y la longitud menor de la planta.

f2: Razón entre la distancia del centro de la planta al centro del atrio, y la longitud mayor de la planta.

vi. Subterráneo, Ras:

Razón entre el área promedio de la planta de los subterráneos y el área promedio de la planta del edificio.

vii. Junta de dilatación, s:

Este criterio se aplica a edificios que tienen juntas de dilatación.

Razón entre el espesor de la junta de dilatación sísmica y la altura del nivel sobre el suelo donde se encuentra.

viii. Uniformidad de altura de piso, Rh:

Razón entre la altura del piso inmediatamente superior al analizado y la altura de este. Para el caso del piso superior, el piso inmediatamente superior de esta ecuación es reemplazado por el piso inmediatamente inferior.

Según Hirosawa, el valor de SD se calcula usando el valor más desfavorable entre los obtenidos para la característica en los diferentes pisos, valor que se asume como representativo del edificio completo.

2.2.2.4. Cálculo de T:

Este índice cuantifica los efectos que produce el deterioro de la estructura debido al paso del tiempo o bien a la acción de sismos pasados u otras acciones que puedan haberla afectado. El índice se calcula a partir de la información obtenida de las visitas al edificio y de la información que proporcione el propietario.

El índice T se determina considerando que se usa un valor único del índice T para el edificio, este valor debe corresponder al menor valor obtenido de la Figura 8.

Figura 8: Valores del Índice T para diferentes causas y tipos de deterioro

Deformación permanente (T ₁)	
Característica	T ₁
El edificio presenta inclinación debido a asentamiento diferencial	0,7
El edificio está construido sobre relleno artificial	0,9
El edificio ha sido reparado debido a deformaciones presentadas anteriormente.	0,9
Visible deformación de vigas o columnas	0,9
No presenta signos de deformación	1,0
Grietas en muros o columnas debido a corrosión del acero de refuerzo (T ₂)	
Característica	T ₂
Presenta filtraciones con corrosión visible de armaduras	0,8
Grietas inclinadas visibles en columnas	0,9
Grietas visibles en muros	0,9
Presenta filtraciones, pero sin corrosión de armaduras	0,9
Nada de lo anterior	1,0
Incendios (T ₃)	
Característica	T ₃
Ha experimentado incendio, pero no fue reparado	0,7
Ha experimentado incendio y fue adecuadamente reparado	0,8
No ha experimentado incendio	1,0
Uso del cuerpo o bloque (T ₄)	
Característica	T ₄
Almacena sustancias químicas	0,8
No contiene sustancias químicas	1,0
Tipo de daño estructural (T ₅)	
Característica	T ₅
Daño estructural grave	0,8
Daño estructural fuerte	0,9
Daño estructural ligero o no estructural	1,0

Fuente: Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud

El criterio de la clasificación del daño asociado al choque es el de la tabla 4.

Figura 9: Clasificación de daños causados por sismo (Iglesias, 1987)

Tipo de daño	Descripción
No estructural	Danos unicamente en elementos no estructurales
Estructural ligero	Grietas de menos de 0,5 mm de espesor en elementos de hormigón armado. Grietas de menos de 3 mm de espesor en muros de albanilería.
Estructural fuerte	Grietas de 0,5 a 1 mm de espesor en elementos de hormigón armado. Grietas de 3 a 10 mm de espesor en muros de albanilería.
Estructural grave	Grietas de mas de 1 mm de espesor en elementos de hormigón armado. Aberturas en muros de albanilería. Aplastamiento del hormigón, rotura de estribos y pandeo del refuerzo en vigas, columnas y muros de hormigón armado. Agrietamiento de capiteles y consolas. Desplome de columnas. Desplome del edificio en más de 1 % de su altura. Asentamiento de mas de 20cm.

Fuente: Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud

2.2.2.5. Cálculo del índice ISO

Este índice se calcula con la ecuación siguiente:

$$I_{SO} = E_{SO} * Z * G * U$$

donde:

Eso = Resistencia sísmica básica requerida.

Z = Factor de zona sísmica; su valor depende del peligro sísmico del lugar donde se ubica el edificio ($0,5 \leq Z \leq 1$).

G = Factor de influencia de las condiciones topográficas y geotécnicas.

U = Factor de importancia del edificio por su uso.

La resistencia sísmica básica (Eso) se ha determinado a partir del estudio de los daños de los edificios durante un terremoto. Para los propósitos de otros estudios, se recomienda que esta resistencia se establezca a partir del requerimiento de resistencia elástica de las normas para la zona de mayor peligro sísmico (zona epicentral), reducida por un factor de reducción (R) cuyo valor debe ser elegido considerando que el nivel de daño que se produzca evite la puesta fuera de servicio del edificio.

El factor G se considera igual a 1,0 para condiciones topográficas sin pendiente e igual a 1,1 para zona de pendiente.

El factor de importancia U se considera igual a 1,0 dado que las condiciones demandadas por el uso del edificio se consideran al establecer el valor de Eso.

El inconveniente de esta metodología es que utiliza la normativa japonesa, cuyos coeficientes difieren de nuestra norma peruana, tan solo por dar un ejemplo el factor de zona sísmica en el reglamento nacional de edificaciones, Norma Técnica de Edificaciones NTE-030, de diseño sismo resistente, el factor Z puede tomar los valores de 0,45; 0,35; 0,25 o 0.10 dependiendo de la zona sísmica, en cambio en la normativa japonesa toma valores mayores a 0,5 pero menores a 1.

2.2.3. Método del Índice de Vulnerabilidad (Benedetti y Petrini, 1982)

El método del índice de vulnerabilidad se comienza a desarrollar en Italia con motivo de los estudios post-terremotos realizados a partir de 1976. El método se describe en 1982, año a partir del cual empieza su utilización en numerosas ocasiones. Como resultado de ello se obtiene un importante banco de datos sobre daños de edificios para diferentes intensidades de terremotos y las comprobaciones realizadas demuestran buenos resultados en la aplicación del método. El método del Índice de Vulnerabilidad puede clasificarse como subjetivo, debido a que realiza una calificación subjetiva de los edificios apoyándose en cálculos simplificados de estructuras,

intentando identificar los parámetros más relevantes que controlan el daño estructural. La calificación de los edificios se realiza mediante un coeficiente denominado índice de vulnerabilidad. Este índice se relaciona directamente con la vulnerabilidad o grado de daño de la estructura mediante funciones de vulnerabilidad. Estas funciones permiten formular el índice de vulnerabilidad para cada grado de intensidad macrosísmica de terremoto y evaluar de manera rápida y sencilla la Vulnerabilidad sísmica de edificios, condiciones que resultan imprescindibles para desarrollar estudios urbanos a gran escala.

Esta metodología considera aspectos como la configuración en planta y elevación, el tipo de cimentación, los elementos estructurales y no estructurales, el estado de conservación, y el tipo y calidad de los materiales para evaluar los parámetros que calificados individualmente en una escala numérica (Afectada por un Peso W_i , que trata de enfatizar su importancia relativa en el resultado final), proporciona un valor numérico de la calidad estructural o vulnerabilidad sísmica de los edificios de hormigón.

En el Caso de las edificaciones de Hormigón armado se toman tres calificaciones, las cuales se detallan en la Siguiete Tabla:

Tabla 1: Escala numérica del índice de vulnerabilidad I_v , para las estructuras de hormigón armado

I	Parámetros	Ki A	Ki B	Ki C	Wi
1	Organización del Sistema Resistente	0	1	2	4
2	Calidad del Sistema Resistente	0	1	2	1
3	Resistencia Convencional	-1	0	1	1
4	Posición del Edificio y Cimentación	0	1	2	1
5	Diafragmas Horizontales	0	1	2	1
6	Configuración en Planta	0	1	2	1
7	Configuración en Elevación	0	1	3	2
8	Distancia Máxima entre Columnas	0	1	2	1
9	Tipo de Cubierta	0	1	2	1
10	Elementos no Estructurales	0	1	2	1
11	Estado de Conservación	0	1	2	1

Fuente: Benedetti y Petrini, 1984.

Escala Numérica del índice de vulnerabilidad I_v , para las estructuras de hormigón armado

Y para obtener el índice de vulnerabilidad final mediante la siguiente expresión:

$$I_v = 100 \cdot \frac{\left(\sum_{i=1}^{11} K_i \cdot W_i \right) + 1}{34}$$

2.2.3.1. Descripción de los parámetros del método del índice de vulnerabilidad

Descripción de parámetros y de las clases A, B y C que representan la condición de calidad.

Para asignar las clases A, B y C a cada uno de los parámetros de la metodología, se tuvo en cuenta lo expuesto en la metodología original, las recomendaciones presentadas en el R.N.E., estudios anteriores y visitas de campo.

Parámetro 1.-Tipo y Organización del Sistema Resistente

En los edificios de concreto armado la aplicación de la norma de diseño sismo-resistente es muy importante, pues dicho parámetro analiza las características del sistema resistente. También se considera la participación de un profesional con experiencia.

Por lo tanto, el parámetro 1, se asignará de acuerdo a los puntos descritos a continuación:

Concreto Armado:

A: Año de construcción mayor a 1997 y asesoría técnica.

B: Año de construcción menor a 1997 y asesoría técnica.

C: Sin asesoría técnica.

Parámetro 2.-Calidad del Sistema Resistente

En edificios de concreto armado se evalúa de una forma similar la calidad del sistema resistente, considerando además características como la mano de obra o la calidad de ejecución que estarán evaluados por la presencia de una asistente técnica adecuada.

Concreto Armado:

A: Año de construcción mayor a 1997, buenos materiales y proceso constructivo adecuado.

B: Año de construcción menor a 1997, buenos materiales y proceso constructivo adecuado.

C: Materiales y proceso constructivo deficiente.

Parámetro 3.-Resistencia Convencional

Para estructuras de concreto armado la evaluación requiere del cálculo del coeficiente “ α_h ”, que representa la relación entre la fuerza resistente y la fuerza de diseño mediante las ‘siguientes relaciones:

$$\alpha_h = \frac{VR'}{ZUSC}$$

$$VR' = \frac{A_0 * \gamma}{q * N}$$

$$q = \left(\frac{A_x + A_y}{A_t} \right) * h * P_m + P_s$$

$$A_0 = \frac{\min(A_x * A_y)}{A_t}$$

$$\gamma = \frac{\sum \gamma_i * A_i}{\sum A_i}$$

Donde:

A_t = área total en planta.

A_x y A_y : áreas totales de las secciones resistentes en los sentidos “X” y “Y”.

A_0 : es el valor mínimo entre “ A_x ” y “ A_y ”, dividido entre A_t .

h : altura media entrepisos.

P_m : peso específico de los elementos del sistema resistente (ton/m^3)

P_s : Peso por unidad de área del sistema resistente (ton/m^2)

γ : Resistencia a cortante de los elementos del sistema resistente, obtenida como una ponderación entre los valores de resistencia a cortante (γ_i) de cada uno de los materiales que constituyen el sistema resistente estructural; el factor de ponderación son los porcentajes relativos de las áreas contribuyentes de los elementos del sistema resistente.

Concreto Armado:

A: $\alpha h \geq 1.2$

B: $0.60 \leq \alpha h < 1.2$

C: $\alpha h < 0.6$

Parámetro 4.-Posición del edificio y cimentación

Con este parámetro se evalúa hasta donde es posible por medio de una simple inspección visual, la influencia del terreno y de la cimentación en el comportamiento sísmico del edificio. Para ello se tiene en cuenta algunos aspectos, tales como: la consistencia y la pendiente del terreno, la eventual ubicación de la cimentación a diferente cota, la presencia de empuje no equilibrado debido a un terraplén, presencia de humedad, sales, etc.

Concreto Armado:

A: Edificación cimentada sobre suelo intermedio o flexible, según la norma de diseño sismoresistente E-030.

B: Edificación cimentada sobre suelo intermedio o flexible, según la norma de diseño sismoresistente E-030. Presencia de sales y humedad.

C: Edificación cimentada sin proyecto aprobado ni asesoría técnica y presencia de sales, humedad y pendiente pronunciada.

Parámetro 5.-Diafragma horizontal

La calidad de los diafragmas tanto en edificaciones de concreto armado tienen una notable importancia para garantizar el correcto funcionamiento de los elementos resistentes verticales. Que

el diafragma funcione como tal, permitiría que la fuerza sísmica se distribuya en cada nivel proporcional a los elementos resistentes.

Concreto Armado:

A: Edificio con diafragmas que satisfacen las siguientes condiciones:

- Ausencia de planos a desnivel
- La deformabilidad del diafragma es despreciable. (ideal de concreto armado).
- La conexión entre el diafragma y el sistema resistente es eficaz.

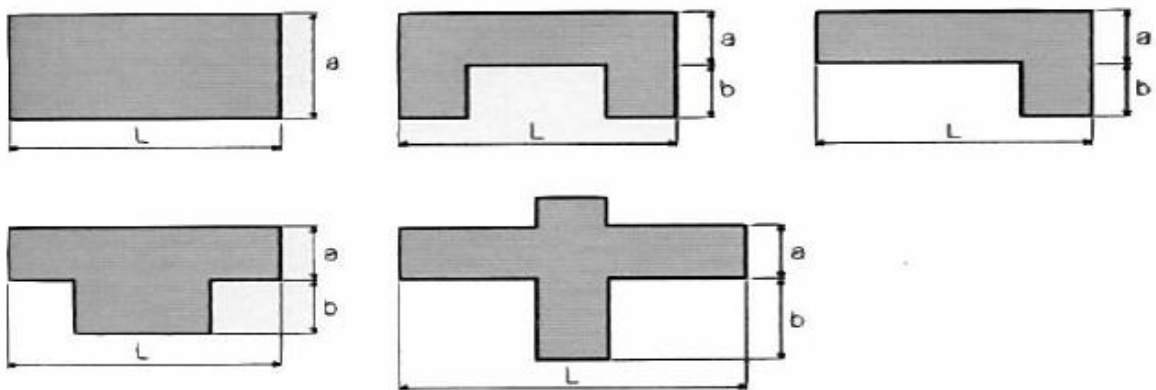
B: Edificio que no cumple con una de las condiciones de la clase A.

C: Edificio cuyos diafragmas no cumplen con dos de las condiciones de la clase A.

Parámetro 6.-Configuración en planta

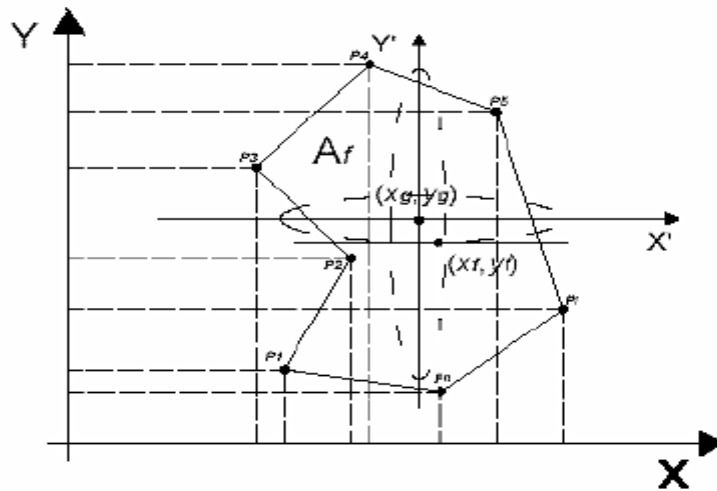
La forma y la disposición en planta de los edificios son determinantes en su comportamiento ante excitaciones sísmicas. En el caso de edificaciones rectangulares es significativa la razón $\beta_1=a/L$ entre las dimensiones en planta del lado menor y mayor. También es necesario tener en cuenta las irregularidades del cuerpo principal mediante la relación $\beta_2=b/L$

Figura 10: Configuración en planta



Fuente: Ulises Mena H. (Tesis UPC-España).

El método evalúa la condición de simetría en planta de los edificios, proponiendo los valores más altos del parámetro cuando las dimensiones en planta se asemejan a secciones cuadradas, sin protuberancias adicionales y castigando las secciones excesivamente alargadas o con protuberancias demasiado grandes, las cuales pueden provocar problemas de torsión en planta y concentraciones de esfuerzos en las esquinas y en los elementos más alejados de los centros de gravedad y de rigidez.



Sean $P_1, P_2, \dots, P_i, \dots, P_n$, los puntos de la forma geométrica (figura 3.13) correspondientes a las coordenadas $(x_1, y_1), (x_2, y_2), \dots, (x_i, y_i), \dots, (x_n, y_n)$, que definen la planta de cada edificio. El centroide o centro de gravedad (x_g, y_g) se obtiene de las siguientes ecuaciones:

$$x_g = \frac{\sum_{i=1}^n A_i \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n A_i}.$$

$$y_g = \frac{\sum_{i=1}^n A_i \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n A_i}.$$

En donde A_i , son áreas parciales auxiliares de la figura que sirven para obtener el centro de gravedad y se obtienen de multiplicar $x_i * y_i$. Se calcula, además, un valor medio de los puntos más alejados de la figura en donde cruza una línea imaginaria que pasa por el centro de gravedad, en donde, x_{min} , x_{max} , y_{min} y y_{max} , corresponden a los valores de los puntos Px_{min} , Px_{max} , Py_{min} y Py_{max} , respectivamente.

$$x_m = \frac{(Px_{min} + Px_{max})}{2}$$

$$y_m = \frac{(Py_{min} + Py_{max})}{2}$$

Una vez calculados estos valores se sustituyen en las ecuaciones, con lo que se obtienen los valores de la regularidad en las direcciones “x” e “y” de la estructura (x_m e y_m). El valor máximo obtenido, permitirá determinar el parámetro δ .

$$IR_x = \frac{|x_g - x_m|}{\frac{1}{2}|x_{max} - x_{min}|}$$

$$IR_y = \frac{|y_g - y_m|}{\frac{1}{2}|y_{max} - y_{min}|}$$

$$IR = \max(IR_x, IR_y)$$

Concreto Armado:

A: Si $IR \leq 0.25$

B: Si $0.25 < IR \leq 0.75$

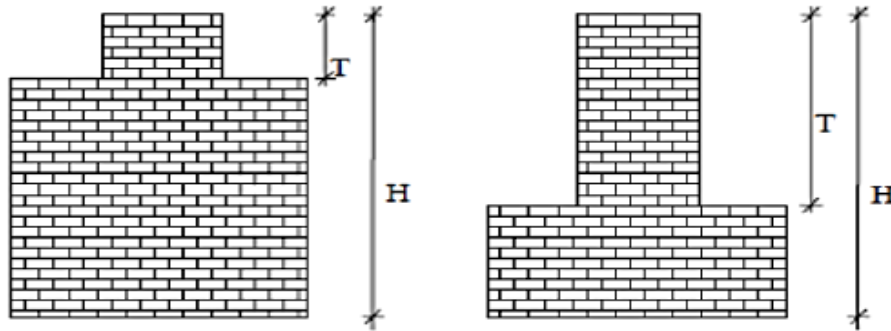
C: Si $IR > 0.75$

Parámetro 7.-Configuración en elevación

En el caso de edificaciones de concreto armado, se reporta la variación de masa en porcentaje $\pm \frac{\Delta M}{M}$ entre dos pisos sucesivos, siendo M la masa del piso más bajo y utilizando el signo (+) si se trata de aumento o el (-) si se trata de disminución de masa hacia lo alto del edificio. La anterior relación puede ser sustituida por la variación de áreas respectivas $\pm \frac{\Delta A}{A}$, evaluando en cualquiera de los dos casos el más desfavorable. Por lo tanto, la evaluación de este parámetro se realiza utilizando la variación de la altura en el edificio, es decir los valores de la altura mínima (obtenida de H-T) y máxima del edificio (H), y el valor RL es la relación entre las dos alturas o altura promedio del edificio. Para el caso de edificios de concreto armado, se tendrá en cuenta lo siguiente:

$$RL = \frac{H - T}{H}$$

Figura 11: Configuración en elevación



Fuente: Ulises Mena H. (Tesis UPC-España)

Concreto Armado:

A: Si $RL > 0.66$

B: Si $0.33 < RL \leq 0.66$

C: Si $RL \leq 0.33$ Presenta irregularidades en el sistema resistente vertical.

Parámetro 8.-Distancia máxima entre muros o columnas

Para el caso de edificaciones de concreto armado, la máxima distancia entre columnas se tendrá en cuenta determinando la presencia de asesoría técnica y el año de construcción. En base a estos postulados se calificará dicho parámetro.

Concreto Armado:

A: Año de construcción mayor a 1997 y asesoría técnica

B: Año de construcción menor a 1997 y asesoría técnica

C: Sin asesoría técnica

Parámetro 9.-Tipo de cubierta

Para el caso de edificaciones de concreto armado se tiene en cuenta la capacidad de la cubierta para resistir fuerzas sísmicas.

Concreto Armado:

A: Cubierta estable debidamente amarrada a las vigas con conexiones adecuadas y de material liviano. Edificación con cubierta plana.

B: Cubierta inestable de material liviano en buenas condiciones

C: Cubierta inestable en malas condiciones y con desnivel

Parámetro 10.-Elementos no estructurales

Se tiene en cuenta con este parámetro la presencia de cornisas, parapetos o cualquier otro elemento no estructural que pueda causar daño. se trata de un parámetro secundario para fines de evaluación de la vulnerabilidad.

Concreto Armado:

A: Que cumplan con la clase A y B de mampostería

Mampostería

**A: Edificación que no contenga elementos no estructurales mal conectados al sistema resistente.*

**B: Edificación con balcones y parapetos bien conectados al sistema resistente.*

B: Edificio con parapetos mal conectados al sistema resistente.

C: Edificio que presenta tanques de agua o cualquier otro tipo de elementos en el techo mal conectados a la estructura. Parapetos u otros elementos de peso significativo, mal construidos que se pueden desplomar en caso de un evento sísmico. Edificio con balcones construidos posteriormente a la estructura principal y conectada a esta de modo deficiente.

Parámetro 11.-Estado de conservación

Este parámetro, se califica de manera visual la presencia de desperfectos internos de la estructura, así como posibles irregularidades debido a fallas en el proceso constructivo, así como también la antigüedad de las edificaciones, el detalle para cada tipología se presenta a continuación.

Concreto Armado:

A: Bueno

B: Ligeramente dañado

C: Mal estado de conservación

2.2.4. Análisis Estático Lineal.

El análisis estático lineal modela a la estructura considerando un grado de libertad por planta (1G), con una rigidez estática lineal. Los materiales que conforman la estructura obedecen a la Ley de Hooke considerando la linealidad del mismo.

Considera la acción sísmica mediante la distribución de cargas horizontales es decir se realiza el cálculo del cortante basal, en el centro de masas en cada planta.

Las cargas en la edificación serán aplicadas lenta y gradualmente, hasta que alcancen la completamente su magnitud. Así mismo se supone que las cargas permanecerán constantes a lo largo del tiempo.

Por ello se debe considerar que este análisis es aplicable en estructuras regulares, en donde predomina el primer modo de vibración.

2.2.5. Análisis Dinámico Lineal.

Este tipo de análisis considera múltiples grados de libertad por planta (MGDL), y la acción sísmica se lo realiza mediante el uso de espectros de aceleraciones o desplazamientos, obteniendo así las respuestas máximas en el tiempo.

Al igual que el anterior análisis considera la linealidad de los materiales que conforman, es decir, obedecen a la ley de Hooke.

2.2.6. Análisis Sísmico (Según Parámetros de la Norma Técnica Peruana E.030)

El modelo matemático deberá representar correctamente la distribución espacial de masas en la estructura.

El comportamiento de los elementos será modelado de modo consistente con resultados de ensayos de laboratorio y tomará en cuenta la fluencia, la degradación de resistencia, la degradación de rigidez, el estrechamiento de los lazos histeréticos, y todos los aspectos relevantes del comportamiento estructural indicado por los ensayos.

La resistencia de los elementos será obtenida en base a los valores esperados sobre resistencia del material, endurecimiento por deformación y degradación de resistencia por la carga cíclica.

Se permite suponer propiedades lineales para aquellos elementos en los que el análisis demuestre que permanecen en el rango elástico de respuesta.

Se admite considerar un amortiguamiento viscoso equivalente con un valor máximo del 5 % del amortiguamiento crítico, además de la disipación resultante del comportamiento histerético de los elementos.

Se puede suponer que la estructura está empotrada en la base, o alternativamente considerar la flexibilidad del sistema de cimentación si fuera pertinente.

2.2.6.1. Tratamiento de Resultados

En caso se utilicen por lo menos siete juegos de registros del movimiento del suelo, las fuerzas de diseño, las deformaciones en los elementos y las distorsiones de entrepiso se evaluarán a partir de los promedios de los correspondientes resultados máximos obtenidos en los distintos análisis. Si se utilizaran menos de siete juegos de registros, las fuerzas de diseño, las deformaciones y las distorsiones de entrepiso serán evaluadas a partir de los máximos valores obtenidos de todos los análisis.

Figura 12: Las distorsiones máximas de entrepiso

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
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: Reglamento Nacional de edificaciones(NTE.030)

Las deformaciones en los elementos no excederán de 2/3 de aquellas para las que perderían la capacidad portante para cargas verticales o para las que se tendría una pérdida de resistencia en exceso a 30 %.

Para verificar la resistencia de los elementos se dividirán los resultados del análisis entre $R = 2$, empleándose las normas aplicables a cada material.

2.3. Definiciones de términos básicos

- ***Columna Corta***

Aquella que por su tamaño relativo a las demás del sistema al que pertenece o relativo a su diseño, en el cual fue diseñada con una longitud, pero ya construida trabajará como más corta, por lo cual tendrá mayor rigidez relativa que la que fue diseñada, podrá demandar mayores fuerzas, pero sin poder responder satisfactoriamente, por no haber sido diseñadas para esas demandas.

- ***Deformación Inelástica***

La porción de deformación bajo esfuerzo (carga) que no se anula al suprimir el esfuerzo

- ***Subducción***

proceso por el que una placa litosférica oceánica se hunde bajo otra placa, ya sea oceánica o continental

- ***Columna de Confinamiento***

La columna de confinamiento es Aquella Que Trabaja de Manera Conjunta con los muros de Una edificación

- ***Reforzamiento Estructural***

Técnicas y utilización de diversos materiales con el fin de fortalecer un inmueble con el fin de prevenir los posibles efectos provocados por un desastre o emergencia.

- ***Grieta***

Se denomina Grieta a la rotura que alcanza todo el espesor del elemento constructivo debido a acciones externas o por defectos del material, dejándole inútil para su posible función estructural.

- ***Intensidad Macrosísmica***

Son parámetros que indican el efecto de un sismo en un lugar concreto y que pueden basarse en registros instrumentales —en principio acelerogramas — o en observaciones.

2.4. FICHAS DE EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA

2.4.1. Alcances de las fichas de evaluación de la vulnerabilidad sísmica:

Las fichas de evaluación de vulnerabilidad sísmica se desarrollaron para recopilar información necesaria para llevar a cabo la inspección y análisis de los parámetros estipulados para edificaciones de mediana altura de concreto armado, la cual se puede aplicar a un edificio específico o a niveles de evaluación de una escala mayor (Para análisis urbano de vulnerabilidad sísmica en un sector seleccionado) , pudiendo abarcar la mayoría de parámetros de los métodos como el método indicial Italiano (Benedetti- Petrini) y método indicial Japonés (Hirosawa), en nuestro caso para la Evaluación e Inspección del Pabellón “D” de la Universidad Privada Antenor Orrego – Sede Trujillo.

2.4.2. Datos Generales de las Ficha de Evaluación:

a. Nombre o Número de Edificación:

Nombre que se le atribuye (Por el propietario) o número correlativo de la Edificación evaluada.

b. Fecha de la evaluación:

El día, mes y año en que se realizó la evaluación e inspección del Edificio.

c. Ubicación del Edificio:

Dirección del Edificio, incluyendo el distrito y provincia del mismo.

d. Pisos existentes:

Número de pisos que presenta la edificación para su evaluación.

e. Secuencia de construcción de los ambientes:

Si se realiza la construcción de la edificación por partes o se realizó al mismo tiempo.

2.4.3. Descripción detallada de la ficha de evaluación de Benedetti – Petrini:

La ficha comprende los valores que se necesitan para el cálculo e interpretación de los 11 parámetros del método indicial italiano (Benedetti-Petrini) que se adaptaron para la normativa peruana que se han detallado en el Marco Teórico para edificaciones de Concreto Armado como:

- 1) Organización del Sistema Resistente,
- 2) Calidad del Sistema Resistente,
- 3) Resistencia Convencional,
- 4) Posición del edificio y cimentación,
- 5) Diafragmas horizontales,
- 6) Configuración en planta,
- 7) Configuración en Elevación,
- 8) Distancia máxima entre columnas,
- 9) Tipo de cubierta,
- 10) Elementos no estructurales,
- 11) Estado de conservación de la edificación.

2.2.4. Datos de ficha de Método indicial italiano (Benedetti-Petrini):

A través de los 11 parámetros se han seleccionado estos datos característicos en las Edificaciones de concreto armado para poder darle un valor y peso para su cuantificación del índice de vulnerabilidad y su rápido análisis.

a. Año de Construcción

Periodo de construcción de la Edificación.

b. Asesoría Técnica

Si algún profesional se encargó de diseñar y edificar la estructura contando con las normativas de la época para darle la seguridad de la misma.

c. Estado de Materiales

Verificar en la inspección si los valores cumplen con lo descrito en el parámetro 2 para estructuras de concreto armado.

d. Proceso constructivo

Mano de obra o la calidad de ejecución que se evaluará por la presencia de la asistencia técnica adecuada.

e. Área Promedio de Muros en “X” o “Y” (m²)

Área que se puede considerar en el cálculo de edificaciones de concreto armado, va a depender su medición del criterio del evaluador e inspector del Edificio.

f. Área de Columnas en la Edificación

Área de la sección transversal de cada columna que contribuya a la resistencia de la edificación.

g. Altura promedio de entrepiso (m)

Altura de cada piso de la Edificación.

h. Área de cubierta (m²)

Área del forjado del sistema resistente.

i. Pendiente, Presencia de Sales y Filtraciones

Son cualitativos a través de la inspección de la edificación, su influencia del terreno y de la cimentación en el comportamiento sísmico del edificio.

j. Discontinuidad Abrupta, Conexión Diafragma – Elemento vertical, Deflexión del Diafragma.

Encargados de garantizar el correcto funcionamiento de los elementos resistentes verticales, distribuyendo las cargas externas a cada nivel del edificio adecuadamente.

k. Configuración en planta.

El comportamiento sísmico de un edificio depende en parte de la forma en planta del mismo. Mientras más sencilla sea su figura más resistencia tendrá ante cargas externas.

Para este análisis se pueden tomar los valores “a” y “b”, pero para un análisis más acertado se toma valores como X_{min} , X_{max} , Y_{min} , Y_{max} , que le corresponden un valor P_{Xmin} , P_{Xmax} , P_{Ymin} , P_{Ymax} respectivamente, de esa manera calcular su centro de gravedad del edificio y realizar su análisis de regularidad de la estructura. Detallado en el parámetro 6.

1. Configuración en elevación

Se necesitan los valores H, T para obtener RL que viene a ser la relación entre las dos alturas o altura promedio del edificio. Detallado en el parámetro 7.

Tomando en cuenta los parámetros antes mencionados, la inspección y las encuestas realizadas a los residentes de la edificación se tiene la ficha de Evaluación del Anexo A.

2.4.5. Datos de ficha de Método inicial japonés (Hirosawa):

Para la ficha de evaluación de este método se han tomado los valores que se estipulan en el marco teórico, tratando de que la ficha sea lo más referencial posible y hacer más rápido su inspección obteniendo valores confiables para aplicar las condiciones del mismo. Después de hacer un resumen total de los parámetros que influyen en el análisis del mismo se obtuvo la ficha de Evaluación que se muestra en el Anexo A.

III CAPITULO MATERIAL Y PROCEDIMIENTOS

3.-1. Material

3.1.1. Muestra

- Pabellón “D” de la Universidad Privada Antenor Orrego.

3.1.2. Unidad de Análisis

- Grado de Vulnerabilidad Sísmica.

3.2. Metodología

Se empezara con la obtención de planos de la edificación, después se realizará el levantamiento de mediciones de estos, a su vez se realizara una ficha con los daños y el estado actual de cada elemento estructural para posterior a eso elaborar un cuadro de vulnerabilidad, también se procederá a modelar la edificación para conocer los factores de la edificación que la pueden llevar o no a hacer catalogadas como vulnerables, posteriormente se analizaran los resultados y se realizará una propuesta de reforzamiento de los elementos estructurales de dicha edificación.

- **Nivel de Investigación** : Descriptiva
- **Diseño de Investigación** : Investigación de campo

3.2.1 Variables

Independiente: Vulnerabilidad Sísmica

Dependiente: Análisis estructural cualitativo y cuantitativo del Pabellón D de la universidad Privada Antenor Orrego

Tabla 2: Operacionalización de las variables

VARIABLE INDEPENDIENTE	INDICADOR	UNIDAD DE MEDICION	INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN
Vulnerabilidad Sísmica	Características constructivas	Calidad	HOJAS DE CALCULO
	Características arquitectónicas	Calidad	
	Características Estructurales de la edificación	Calidad	

VARIABLE DEPENDIENTE	INDICADOR	UNIDAD DE MEDICION	INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN
Análisis Estructural Cualitativo y Cuantitativo del Pabellón D de la Universidad Privada Antenor Orrego	Número de Pisos	Unid.	FICHAS TÉCNICAS DE CARACTERISTICAS DE ELEMENTOS ESTRCUTURALES
	Estado de los materiales	Calidad	
	Configuración en planta	Forma	
	Altura media entre pisos	Mtro.	

Fuente: Elaboración propia

3.2.2. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

- Las técnicas de recolección de información básica para la presente investigación serán obtenidas de las fuentes informativas de las entidades públicas como: UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO, así como también publicaciones del CISMID, el Reglamento Nacional de Edificaciones y referentes al internet.
- Formularios de los Métodos indíciales (Hirosawa y Benedetti-Petrini).
- El Software ETABS para el Modelamiento de la Estructura de la Edificación.

3.2.3. Técnicas de procesamiento y análisis de datos

Se realizará el procesamiento de la información mediante hojas de cálculo y software como ETABS para su Análisis Final.

IV CAPITULO RESULTADOS

4.1. ESCLEROMETRÍA

Tabla 3: Resultados del ensayo de esclerometria (a)

Disparo \ Punto	Elementos Estructurales evaluados									
	Columna 1	Viga 1	Columna 2	Viga 2	Columna 3	Viga 3	Columna 4	Viga 4	Columna 5	Viga 5
1	37	35	38	33	39	36	32	36	34	40
2	33	34	40	32	38	37	33	35	36	39
3	31	32	36	34	36	38	36	34	35	36
4	34	33	32	33	35	36	34	39	36	35
5	33	36	33	38	34	40	38	40	38	34
6	35	37	36	37	32	34	39	36	38	32
7	36	38	36	38	33	32	40	35	37	32
8	34	40	38	32	34	32	32	36	36	38
9	32	36	34	36	38	35	33	31	31	36
10	36	40	38	40	38	38	35	30	32	32
Promedio Valor	34	36	36	35	36	36	35	35	35	35
Mínimo admisible Valor	41	43	43	42	43	43	42	42	42	42
Máximo admisible	27	29	29	28	29	29	28	28	28	28
Dirección										
Índice de rebote	21.14	22.38	22.38	21.89	22.13	22.20	21.82	21.82	21.89	21.95
Resistencia Probable (Kg/cm ²)	197	220	220	211	216	217	210	210	211	212
N=	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
Media=	34.10	36.10	36.10	35.30	35.70	35.80	35.20	35.20	35.30	35.40
Dispersión Experimental=	3.66	7.43	6.32	8.23	6.01	6.84	8.62	9.51	5.57	8.71
Desviación Típica=	1.91	2.73	2.51	2.87	2.45	2.62	2.94	3.08	2.36	2.95
T Student=	0.99	0.04	1.23	0.59	0.29	0.84	1.09	0.06	0.30	1.15

Condición de la medida= Error probable máximo=	Apta	Apta	Apta	Apta	Apta	Apta	Apta	Apta	Apta	Apta
	1.44	2.05	1.89	2.16	1.85	1.97	2.21	2.32	1.78	2.22
Intervalo de Validez	198	222	222	213	217	219	212	212	212	214
	196	218	219	209	214	215	207	207	209	210

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4: Datos para los análisis cuantitativos y cualitativos de la estructura (a)

Datos válidos para toda la estructura		
N=	10	
Media=	212	kg/cm ²
Dispersión Experimental=	40.86	
Desviación Típica=	6.39	
T Student=	(0.23)	
Condición de la medida=	Apta	
Error probable máximo=	4.82	kg/cm ²
Intervalo de Validez	217	kg/cm ²
	208	kg/cm ²

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 5: Resultados del ensayo de esclerometría (b)

Disparo \ Punto	Elementos Estructurales evaluados									
	Columna 6	Viga 6	Columna 7	Viga 7	Columna 8	Viga 8	Columna 9	Viga 9	Columna 10	Viga 10
1	33	39	36	40	33	40	32	38	39	37
2	34	36	35	38	34	33	33	36	34	34
3	38	32	34	36	32	39	36	31	35	35
4	37	35	33	37	30	39	37	35	36	36
5	33	36	37	32	30	35	38	34	32	32
6	32	34	38	35	39	36	33	33	35	35
7	31	31	36	30	36	38	36	32	40	41
8	30	40	31	36	35	39	35	38	38	38
9	36	36	32	37	34	40	34	35	35	35
10	39	38	38	36	32	32	36	32	36	36
Promedio	34	36	35	36	34	37	35	34	36	36

Valor Mínimo admisible	41	43	42	43	41	44	42	41	43	43
Valor Máximo admisible	27	29	28	29	27	30	28	27	29	29
Dirección										
Índice de rebote	21. 27	22.13	21.70	22.13	20.77	23.00	21.70	21.33	22.32	22.26
Resistencia Probable (Kg/cm ²)	199	216	207	216	190	233	207	200	219	218
N=	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
Media=	34.30	35.70	35.00	35.70	33.50	37.10	35.00	34.40	36.00	35.90
Dispersión Experimental=	9.34	8.23	6.00	8.23	7.61	8.54	3.78	6.04	5.78	5.88
Desviación Típica=	3.06	2.87	2.45	2.87	2.76	2.92	1.94	2.46	2.40	2.42
T Student=	(1.08)	0.10	0.82	(0.24)	(1.27)	(1.74)	-	(0.98)	0.83	(0.37)
Condición de la medida=	Apta	Apta	Apta	Apta	Apta	Apta	Apta	Apta	Apta	Apta
Error probable máximo=	2.30	2.16	1.85	2.16	2.08	2.20	1.46	1.85	1.81	1.83
Intervalo de Validez	202	218	209	218	192	235	208	202	221	220
	197	213	206	213	188	230	206	199	218	216

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6: Datos para los análisis cuantitativos y cualitativos de la estructura (b)

Datos válidos para toda la estructura		
N=	10	
Media=	211	kg/cm ²
Dispersión Experimental=	20.44	
Desviación Típica=	4.52	
T Student=	1.12	
Condición de la medida=	Apta	
Error probable máximo=	3.41	kg/cm ²
Intervalo de Validez	214	kg/cm ²
	207	kg/cm ²

Fuente: Elaboración propia

4.2. EVALUACIÓN DEL PABELLÓN D – PARÁMETROS DE BENEDETTI PETRINI

Los 11 parámetros planteados por el método de Benedetti – Petrini, son suficientes para evaluar la vulnerabilidad sísmica del Pabellón “D” de la Universidad Privada Antenor Orrego – Sede Trujillo.

El coeficiente de peso W_i que tiene cada uno de los 11 parámetros del método mencionado, refleja realmente la importancia de cada uno de los parámetros dentro del sistema resistente.

Las instrucciones que presenta el método para asignar una de las clases A, B, C para lo que son edificaciones de concreto armado (Hormigón armado) de cada parámetro necesitan adaptarse o se pueden dejar igual que en el método original. En nuestro caso hemos optado por utilizar los parámetros adaptados para Perú que se encuentran en el marco teórico.

A = Vulnerabilidad Baja

B = Vulnerabilidad Media

C = Vulnerabilidad Alta

Foto 1: Pabellón D (a)



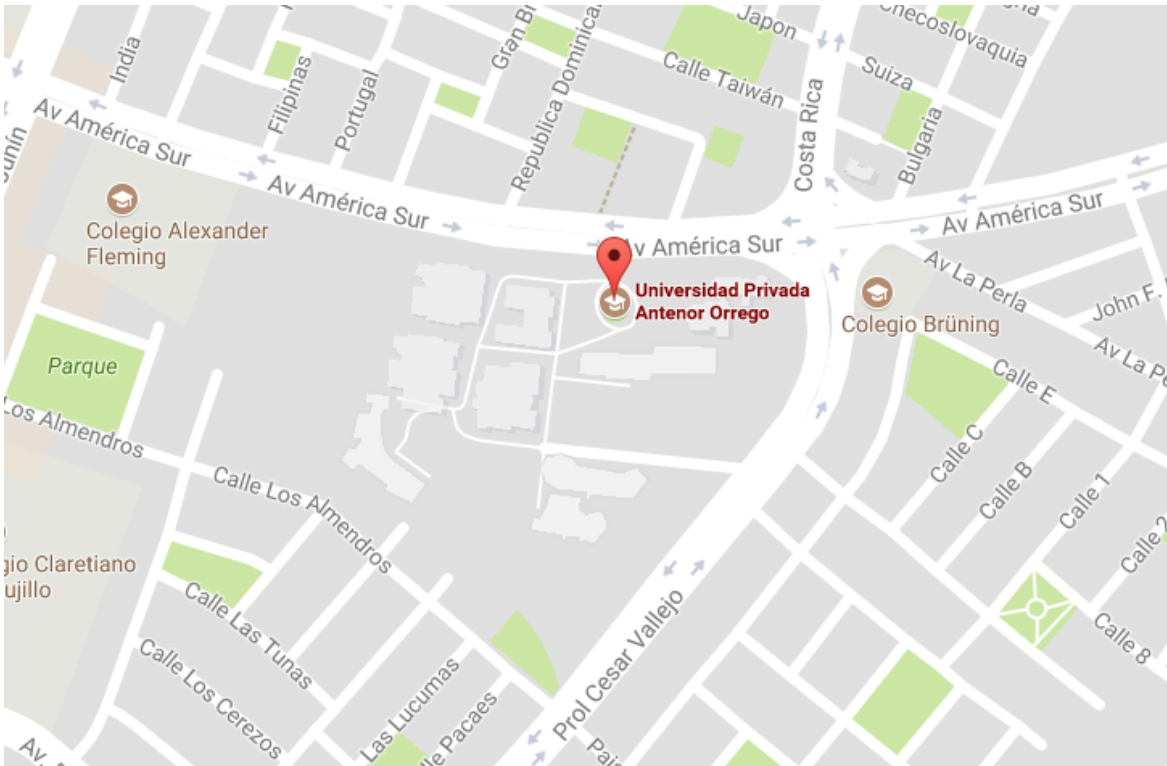
Fuente: Elaboración Propia

Foto 2: Pabellón D (b)



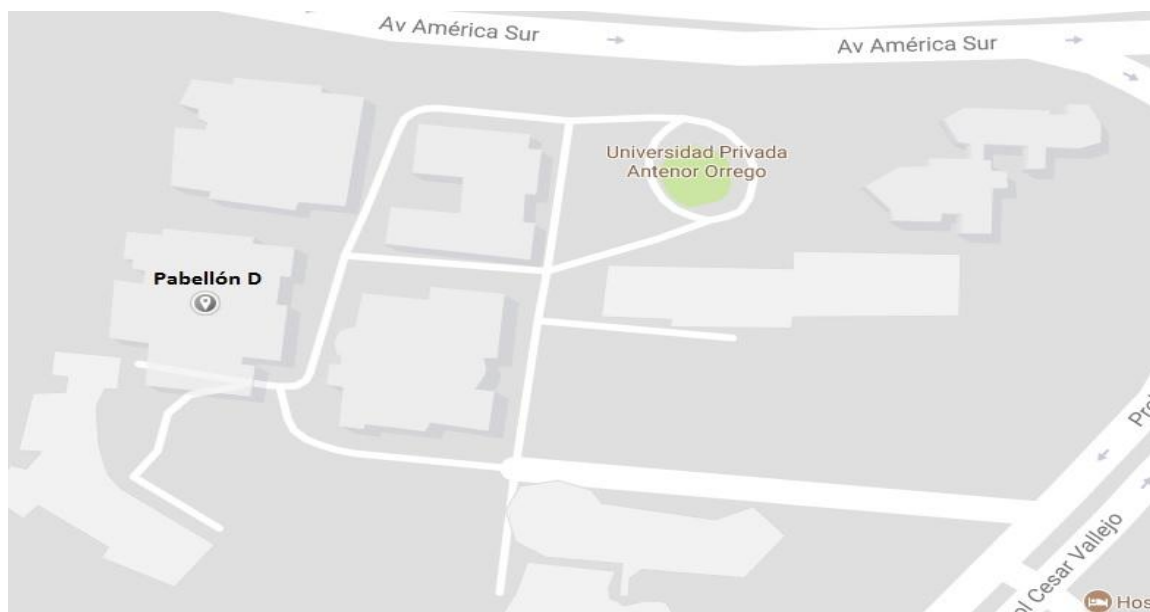
Fuente: Elaboración Propia

Figura 17: Ubicación de la Universidad Privada Antenor Orrego



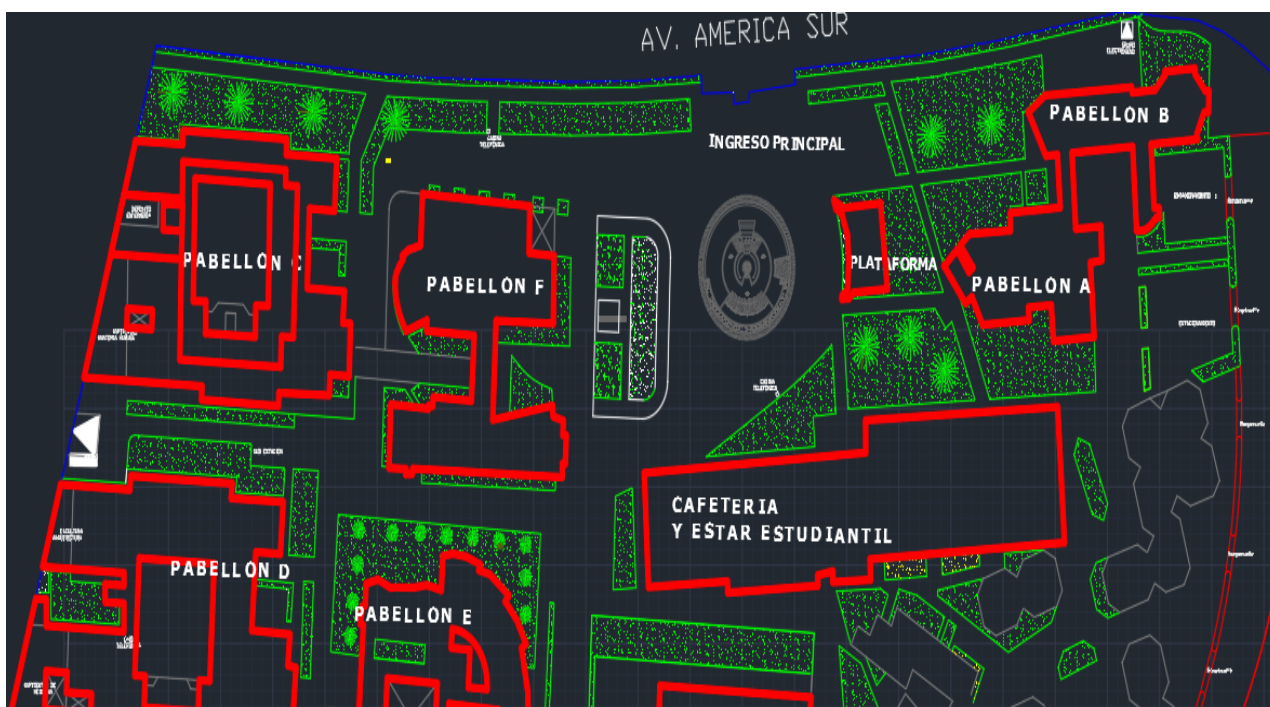
Fuente: Google maps

Figura 18: Ubicación del Pabellón “D” de la Universidad Privada Antenor Orrego (a)



Fuente: Google maps

Figura 19: Ubicación del Pabellón “D” de la Universidad Privada Antenor Orrego (b)



Fuente: Universidad Privada Antenor Orrego

4.2.1. PARÁMETRO 1 – ORGANIZACIÓN DEL SISTEMA RESISTENTE:

Consideramos lo siguiente:

A: Año de construcción mayor a 1997 y asesoría técnica.

B: Año de construcción menor a 1997 y asesoría técnica.

C: Sin asesoría técnica.

Descripción: Según la recolección de datos en la entrevista realizada al Residente de obra de los primeros 3 pisos del Pabellón “D”, Ing. Ochoa Zevallos Rolando se tiene la siguiente información:

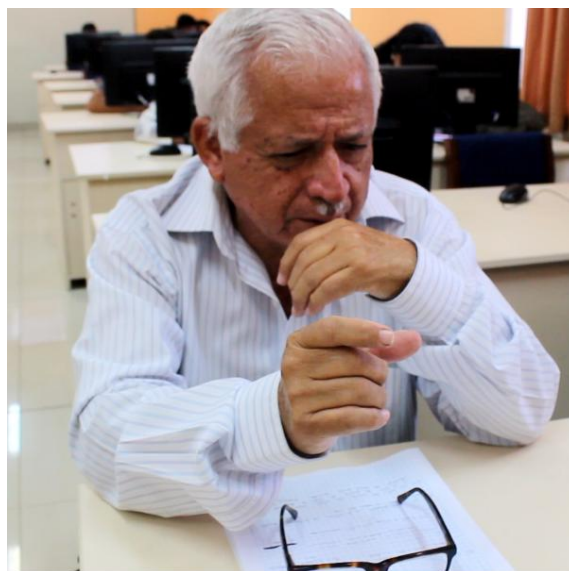
“¿En que año se hizo la construcción del Pabellón D de la Universidad Privada Antenor Orrego?

– Rpta: Aproximadamente en el Año 1993.”

y la entrevista realizada al Ing. Residente de obra de la construcción del 4to Piso de dicho Pabellón, el Ing. Villalobos Vargas, Manuel Antonio se obtuvo la siguiente Información:

“¿En que año empezaron la construcción del 4to nivel del Pabellón D? – Rpta: Aproximadamente en el Año 1997.”

Foto 3: Entrevista al Ing. Ochoa Zevallos Rolando



Fuente: Elaboración Propia

Foto 4: Vigas y Columnas del Pabellón D - alineación



Fuente: Elaboración Propia

La Calificación de este Parámetro 1 para el Pabellón D es: “B”, Puesto que el año inicial de construcción del Pabellón Fue en 1993, pero por haber sido construida bajo supervisión de Ingenieros respalda su Asesoría Técnica; además según la inspección al Pabellón vemos que los elementos estructurales como columnas y Vigas están bien ligados.

4.2.2 PARÁMETRO 2- CALIDAD DEL SISTEMA RESISTENTE.

Se considero lo siguiente:

A: Año de construcción mayor a 1997, buenos materiales y proceso constructivo adecuado.

B: Año de construcción menor a 1997, buenos materiales y proceso constructivo adecuado.

C: Materiales y proceso constructivo deficiente.

Descripción: Según la recolección de datos en la entrevista realizada al Residente de obra de los primeros 3 pisos del Pabellón “D”, Ing. Ochoa Zevallos Rolando se tiene la siguiente información:

“¿El Proceso constructivo se hizo en base a un reglamento? – Rpta: Se cumplió con el expediente técnico.” La siguiente consulta que se le realizó fue por los materiales “¿Los materiales y el proceso constructivo fue el adecuado? – Rpta: Si se puede decir que fue un buen material debido a que en el campo no se presentaron problemas con respecto a la mala calidad de material.”

y la entrevista realizada al Ing. Residente de obra de la construcción del 4to Piso de dicho Pabellón, el Ing. Villalobos Vargas, Manuel Antonio se obtuvo la siguiente Información:

“¿Los materiales y el proceso constructivo fue el adecuado? - Rpta: se cumplió con las especificaciones técnicas para el proyecto específico, indicadas en los planos y en el cuaderno de obra.”

Foto 5: Inspección a los Muros de albañilería del Pabellón D



Fuente: Elaboración Propia

Foto 6: Vista de los elementos estructurales y muros de Albañilería del Pabellón D



Fuente: Elaboración Propia

Foto 7: Vista de los elementos estructurales y muros de Albañilería del Pabellón D



Fuente: Elaboración Propia

La Calificación de este Parámetro 2 para el Pabellón D es: “B”, Según el parámetro 1 se da el año de construcción es en 1993, pero cuenta con buen material y un adecuado proceso constructivo.

4.2.3. PARÁMETRO 3: RESISTENCIA CONVENCIONAL

Consideramos:

A: $\alpha h \geq 1.2$

B: $0.60 \leq \alpha h < 1.2$

C: $\alpha h < 0.6$

Teniendo en cuenta la resistencia convencional del sistema en si estaría dada por las columnas del sistema aporticado dándole la resistencia adecuada.

Para el cálculo se ha realizado la fórmula de resistencia a la cortante de las columnas de concreto armado:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

Tenemos la Siguiete Tabla:

Tabla 7: Resistencia convencional dada por las columnas

Sección Típica	Columnas	h	b	d	Vm(Columnas)
C-1	C-1	2.8	0.3	0.44	2.725
C-2	C-2	2.8	0.15	0.25	0.774
C-1	C-3	2.8	0.3	0.44	2.725
C-3	C-4	2.8	0.25	0.15	0.774
C-1	C-5	2.8	0.3	0.44	2.725
C-3	C-6	2.8	0.25	0.15	0.774
C-1	C-7	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-8	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-9	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-10	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-11	2.8	0.3	0.44	2.725

C-1	C-12	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-13	2.8	0.3	0.44	2.725
C-3	C-14	2.8	0.25	0.15	0.774
C-1	C-15	2.8	0.3	0.44	2.725
C-3	C-16	2.8	0.25	0.15	0.774
C-1	C-17	2.8	0.3	0.44	2.725
C-3	C-18	2.8	0.25	0.15	0.774
C-1	C-19	2.8	0.3	0.44	2.725
C-3	C-20	2.8	0.25	0.15	0.774
C-1	C-21	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-22	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-23	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-24	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-25	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-26	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-27	2.8	0.3	0.44	2.725
C-2	C-28	2.8	0.15	0.25	0.774
C-1	C-29	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-30	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-31	2.8	0.3	0.44	2.725
C-3	C-32	2.8	0.25	0.15	0.774
C-1	C-33	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-34	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-35	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-36	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-37	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-38	2.8	0.3	0.44	2.725
C-2	C-39	2.8	0.15	0.25	0.774
C-1	C-40	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-41	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-42	2.8	0.3	0.44	2.725
C-2	C-43	2.8	0.15	0.25	0.774
C-4	C-44	2.8	0.3	0.44	2.725
C-5	C-45	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-46	2.8	0.3	0.44	2.725
C-3	C-47	2.8	0.25	0.15	0.774
C-1	C-48	2.8	0.3	0.44	2.725

C-1	C-49	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-50	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-51	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-52	2.8	0.3	0.44	2.725
C-3	C-53	2.8	0.25	0.15	0.774
C-1	C-54	2.8	0.3	0.44	2.725
C-3	C-55	2.8	0.25	0.15	0.774
C-1	C-56	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-57	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-58	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-59	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-60	2.8	0.3	0.44	2.725
C-3	C-61	2.8	0.25	0.15	0.774
C-1	C-62	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-63	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-64	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-65	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-66	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-67	2.8	0.3	0.44	2.725
C-2	C-68	2.8	0.15	0.25	0.774
C-1	C-69	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-70	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-71	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-72	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-73	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-74	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-75	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-76	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-77	2.8	0.3	0.44	2.725
C-6	C-78	2.8	0.3	0.15	0.929
C-6	C-79	2.8	0.3	0.15	0.929
C-7	C-80	2.8	0.18	0.15	0.557
C-3	C-81	2.8	0.25	0.15	0.774
C-2	C-82	2.8	0.15	0.25	0.774
C-1	C-83	2.8	0.3	0.44	2.725
C-1	C-84	2.8	0.3	0.44	2.725
C-3	C-85	2.8	0.25	0.15	0.774

C-3	C-86	2.8	0.25	0.15	0.774
C-3	C-87	2.8	0.25	0.15	0.774
C-2	C-88	2.8	0.15	0.25	0.774
C-2	C-89	2.8	0.15	0.25	0.774
C-2	C-90	2.8	0.15	0.25	0.774
C-2	C-91	2.8	0.15	0.25	0.774
C-3	C-92	2.8	0.25	0.15	0.774
C-3	C-93	2.8	0.25	0.15	0.774
C-3	C-94	2.8	0.25	0.15	0.774
C-2	C-95	2.8	0.15	0.25	0.774
C-1	C-96	2.8	0.3	0.44	2.725
Total					199.271

Fuente: Elaboración propia

El peso específico del Concreto es de 2.4 Ton/m³.

La Zonificación según la E.030:

La Zona es 4: $Z= 0.45$

Categoría del Edificio, Según la E.030:

Categoría Esencial A: $U= 1.5$

Para los Parámetros de Sitio:

Perfil tipo S1: Suelo Rígido: Arcilloso

Arcilla muy compacta (de espesor menor que 20 m), con una resistencia al corte en condición no drenada mayor que 100 kPa (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad estipuladas en el Anexo C.

$$S= 1.00$$

$$T_p=0.4$$

$$T_L=2.5$$

Coefficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas, Según E.030:

Categoría: Pórticos: $R_0 = 8$

Estructuras Regulares son las que, en su configuración resistente a cargas laterales en estos casos, el factor $I_a = 1$ y $I_p = 0.9$.

Por lo tanto: $R = 8 \times 1.0 \times 0.9 = 7.2$

Altura de la Edificación: 14 metros, $C_T = 35$

$$T = \frac{h_n}{C_T} = \frac{14}{35} = 0.4$$

Si:

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

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

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

Entonces: $T = 0.4 \leq 0.4$; $C = 2.5$

Tabla 8 Peso de la edificación – Sin reforzamiento

Piso	Ubicación	Peso tonf
Piso 1	Top	5147,3353
Piso 1	Bottom	5255,3901

Fuente: Elaboración propia

Ahora calcularemos del Peso para la cortante estática:

$$Peso = \frac{\text{Bottom} - \text{Top}}{2} + \text{Top}$$

El peso de la Edificación: 5201.36 Ton

Cortante basal: $V = \frac{ZUCS}{R} \times P = \frac{0.45 \times 1.5 \times 2.5 \times 1.0}{7.2} \times 5201.36 \text{ Tn} = 1219,07 \text{ Ton}$

Cortante Resistente: $\emptyset V_c \times h \times \gamma_{\text{concreto}} = 199.27 \times 2.8 \times 2.4 = 1339.10 \text{ Ton}$

Entonces el valor: $\alpha h = \frac{1339.10}{1219.07} = 1.09$

El Valor αh es superior a 0.6 pero inferior a 1.20 entre los parámetros requeridos del parámetro 3 por lo que la edificación califica como B.

4.2.4. PARÁMETRO 4: POSICIÓN DEL EDIFICIO Y CIMENTACIÓN.

A: Edificación cimentada sobre suelo intermedio o flexible, según la norma de diseño sísmoresistente E-030.

B: Edificación cimentada sobre suelo intermedio o flexible, según la norma de diseño sísmoresistente E-030. Presencia de sales y humedad.

C: Edificación cimentada sin proyecto aprobado ni asesoría técnica y presencia de sales, humedad y pendiente pronunciada.

La Edificación se encuentra en un tipo de Perfil S1, sin pendiente pronunciada, sin presencia de sales y tampoco filtraciones.

Foto 8: Vista desde el interior del Edificio (Pabellón D)



Fuente: Elaboración Propia

Foto 9: Pendiente cero en la Edificación



Fuente: Elaboración Propia

Para la calificación de este parámetro se han considerado aspectos tales la aplicación de la norma de diseño Sismorresistente y la presencia de gran pendiente, humedad y sales, tomando también en consideración la entrevista a los Residentes de la Obra, por lo tanto, es de A.

4.2.5. PARÁMETRO 5: DIAFRAGMAS HORIZONTALES.

A: Edificio con diafragmas que satisfacen las siguientes condiciones:

- Ausencia de planos a desnivel
- La deformabilidad del diafragma es despreciable. (ideal de concreto armado).
- La conexión entre el diafragma y el sistema resistente es eficaz.

B: Edificio que no cumple con una de las condiciones de la clase A.

C: Edificio cuyos diafragmas no cumplen con dos de las condiciones de la clase A.

Foto 10: Vista Panorámica de la Edificación



Fuente: Elaboración Propia

Foto 11: Vista de Elementos estructurales



Fuente: Elaboración Propia

La Edificación presentan buena conexión entre el diafragma y elementos estructurales (Vigas y Columnas), presenta losa aligerada, pero por tener un atrio el diafragma no se considera rígido por lo que es flexible, por ello le corresponde una calificación B.

4.2.6. PARÁMETRO 6: CONFIGURACIÓN EN PLANTA.

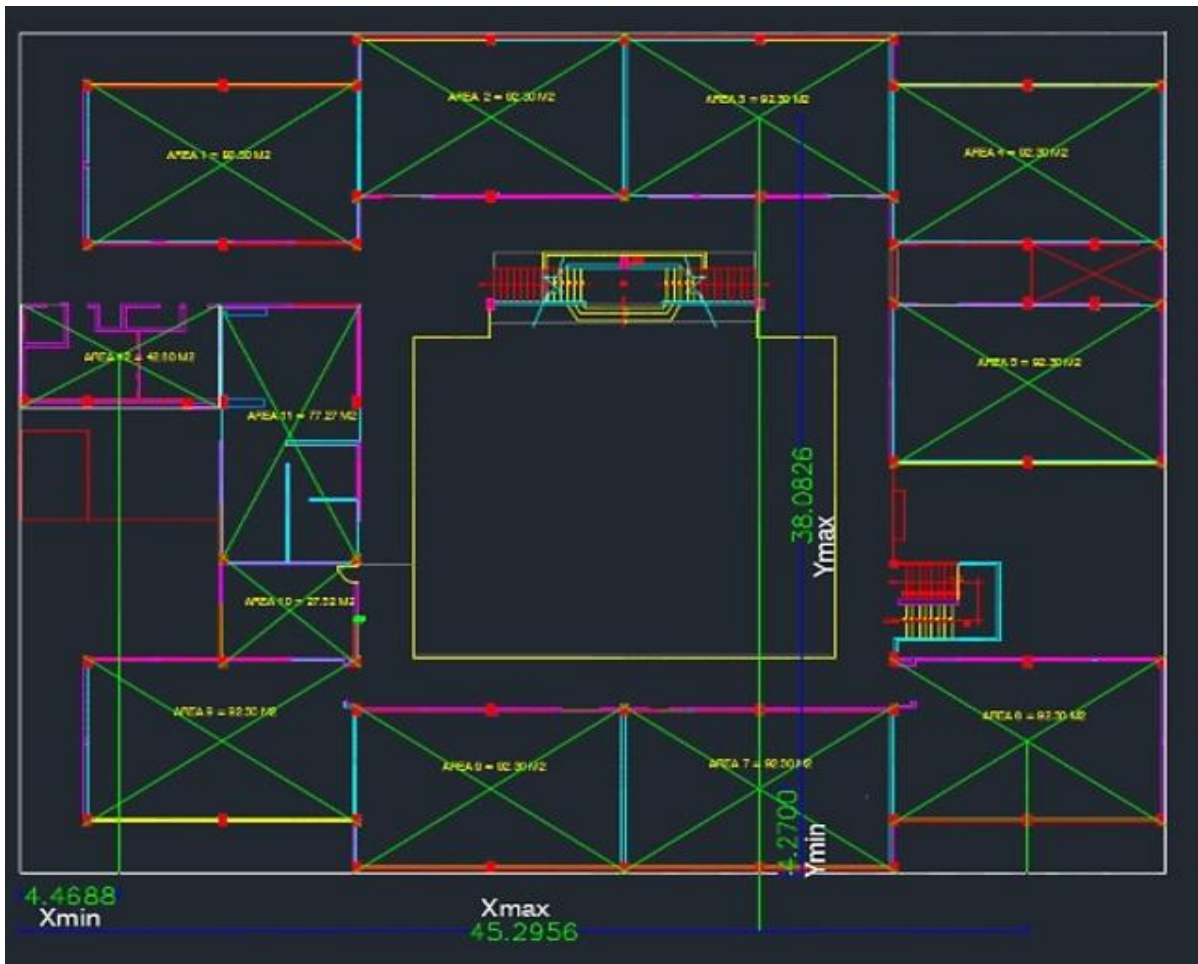
Consideramos:

A: Si $IR \leq 0.25$

B: Si $0.25 < IR \leq 0.75$

C: Si $IR > 0.75$

Figura 20: Distancias de los X_{min} , X_{max} , Y_{min} y Y_{max} .



Fuente: Elaboración Propia

De las fórmulas:

$$x_g = \frac{\sum_{i=1}^n A_i \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n A_i} .$$

$$y_g = \frac{\sum_{i=1}^n A_i \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n A_i} .$$

Se obtuvo la Siguiete Tabla:

Tabla 9: Áreas y centroides de todos los ambientes de la edificación

Ambiente	AREA (m ²)	Xi (m)	Yi (m)	A . xi (m ³)	A . yi (m ³)
1	92.3	9.085	35.695	838.545	3294.648
2	92.3	21.190	38.082	1955,892	3515.023
3	92.3	33.219	38.082	3066,150	3515.023
4	92.3	45.295	35.695	4180,783	3294.648
5	92.3	45.295	24.700	4180,783	2279.819
6	92.3	45.295	6.649	4180,783	613.776
7	92.3	33.219	4.270	3066,150	394.121
8	92.3	21.190	4.270	1955,892	394.121
9	92.3	9.085	6.649	838.545	613.776
10	27.52	12.105	13.242	333.129	364.433
11	77.27	12.105	22.120	935.353	1709.212
12	42.6	4.468	26.091	190.370	1111.502
Σ Total	978.09	291.555	255.549	25,722.382	21100.107

Fuente: Elaboración Propia

Xg 26.2985844554182 m
 Yg 21.5727667494811 m

Los Valores de $X_{\min} = 4.47\text{m}$; $X_{\max} = 45.30\text{m}$; $Y_{\min} = 4.27\text{ m}$; $Y_{\max} = 38.08\text{ m}$

Con las fórmulas:

$$x_m = \frac{(Px_{\min} + Px_{\max})}{2}$$

$$y_m = \frac{(Py_{\min} + Py_{\max})}{2}$$

Obtenemos: $X_m = 24.89\text{ m}$; $Y_m = 21.18\text{ m}$.

Del Análisis de las variables en las Fórmulas:

$$IR_x = \frac{|x_g - x_m|}{\frac{1}{2}|x_{\max} - x_{\min}|}$$

$$IR_y = \frac{|y_g - y_m|}{\frac{1}{2}|y_{\max} - y_{\min}|}$$

$$IR = \max(IR_x, IR_y)$$

$$IR_x = \frac{|26.30\text{ m} - 24.89\text{ m}|}{\frac{1}{2}|45.30\text{ m} - 4.47\text{ m}|} = 0.069$$

$$IR_y = \frac{|21.57\text{ m} - 21.18\text{ m}|}{\frac{1}{2}|38.08\text{ m} - 4.27\text{ m}|} = 0.023$$

$$IR_{\max} = \max(0.069; 0.023) = 0.069$$

Obtenemos: $IR = 0.069$

El $IR \leq 0.25$ por lo tanto la Edificación del Pabellón D califica como A

4.2.7. PARÁMETRO 7: CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN.

Consideramos:

A: Si $RL > 0.66$

B: Si $0.33 < RL \leq 0.66$

C: Si $RL \leq 0.33$ Presenta irregularidades en el sistema resistente vertical.

$$RL = \frac{14m - 0m}{14m} = 1$$

Foto 12: Vista Frontal (Elevación de la Edificación)



Fuente: Google maps

El Valor Obtenido en Elevación es 1 por lo que la condición es $RL > 0.66$, por lo tanto, su Calificación es A.

4.2.8. Parámetro 8: DISTANCIA MÁXIMA ENTRE ELEMENTOS RESISTENTES.

Consideramos:

A: Año de construcción mayor a 1997 y asesoría técnica

B: Año de construcción menor a 1997 y asesoría técnica

C: Sin asesoría técnica

Este Parámetro se analizó con lo recolectado en las entrevistas, y la máxima distancia entre columnas se tendrá en cuenta determinando la presencia de asesoría técnica y el año de Construcción. por lo tanto, la calificación de este parámetro es *B*.

4.2.9. PARÁMETRO 9: TIPO DE CUBIERTA.

A: Cubierta estable debidamente amarrada a las vigas con conexiones adecuadas y de material liviano. Edificación con cubierta plana.

B: Cubierta inestable de material liviano en buenas condiciones

C: Cubierta inestable en malas condiciones y con desnivel

Foto 13: Vista Panorámica del Pabellón D (Cubierta del Edificio)



Fuente: Elaboración Propia

Foto 14: Vista Panorámica del Pabellón D (Cubierta y Elementos estructurales)



Fuente: Elaboración Propia

Cuando la cubierta está compuesta por una losa aligerada, el vaciado de la misma es monolítico con las vigas según las entrevistas con los residentes se obtuvo dicha información teniendo en cuenta sus argumentos en el proceso constructivo; De La inspección visual que se muestran en las Fotografías, la Edificación tiene una Calificación A.

4.2.10. PARÁMETRO 10: ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES.

Consideramos:

A: Que cumplan con la clase A y B de mampostería

Mampostería

**A: Edificación que no contenga elementos no estructurales mal conectados al sistema resistente.*

**B: Edificación con balcones y parapetos bien conectados al sistema resistente.*

B: Edificio con parapetos mal conectados al sistema resistente.

C: Edificio que presenta tanques de agua o cualquier otro tipo de elementos en el techo mal conectados a la estructura. Parapetos u otros elementos de peso significativo, mal contruidos que se pueden desplomar en caso de un evento sísmico. Edificio con balcones contruidos posteriormente a la estructura principal y conectada a esta de modo deficiente.

Foto 15: Tanque Elevado



Fuente: Elaboración Propia

Foto 16: Vista de una gárgola



Fuente: Elaboración Propia

Foto 17: Muro de albañilería deteriorado.



Fuente: Elaboración Propia

Foto 18: Daño en la escalera



Fuente: Elaboración Propia

Foto 19: Parapeto en la azotea ligeramente dañado



Fuente: Elaboración Propia

La inspección visual de los elementos no estructurales en el Pabellón D obtuvo una Calificación de C.

4.2.11. Parámetro 11: ESTADO DE CONSERVACIÓN

Consideración:

A: Bueno

B: Ligeramente dañado

C: Mal estado de conservación

Foto 20: Daño ligeramente



Fuente: Elaboración Propia

Foto 21: Alteración del elemento Estructural



Fuente: Elaboración Propia

Foto 22: Daño ligero de columna



Fuente: Elaboración Propia

Foto 23: Junta de dilatación en mal estado



Fuente: Elaboración Propia

Este parámetro es netamente cualitativo y de criterio por el inspector en nuestro caso hemos optado por una calificación B, ya que está ligeramente dañado algunos elementos por su antigüedad y las cargas que han llevado a su deterioro.

4.2.12. Cálculo de Iv

Tabla10: Evaluación índice de vulnerabilidad Benedetti - Petrini para Pabellón "D"

i	Parámetros	Ki A	Ki B	Ki C	Wi	K Wi
1	Organización del Sistema Resistente		1		4	4
2	Calidad del Sistema Resistente		1		1	1
3	Resistencia Convencional		0		1	0
4	Posición del Edificio y Cimentación	0			1	0
5	Diafragmas Horizontales		1		1	1
6	Configuración en Planta	0			1	0
7	Configuración en Elevación	0			2	0
8	Distancia Máxima entre Columnas		1		1	1
9	Tipo de Cubierta	0			1	0
10	Elementos no Estructurales			2	1	2
11	Estado de Conservación		1		1	1
ÍNDICE DE VULNERABILIDAD						32.35

Fuente: Elaboración propia

Realizando una Interpolación Lineal:

Tabla 11: Interpolación lineal para el método

Interpolación Lineal	
0	0
32.35	34.37
94.12	100

Fuente: Elaboración propia

El Ivn Obtenido es de 34.37

4.2.13. Resultados del Índice de Vulnerabilidad

Una vez evaluado el índice de vulnerabilidad (I_v), el cual varía de 0 a 94.12 para concreto armado, según la metodología de Benedetti – Petrini, se procede a normalizar el índice de vulnerabilidad (I_{vn}), en un rango de 0 a 100. Para poder interpretar mejor los resultados obtenidos se definieron los rangos de vulnerabilidad. Los rangos de vulnerabilidad se tomaron como referencia de Quispe N. (2004), los cuales pueden variar dependiendo del detalle que se pretende en el estudio.

Tabla 12: Rangos de Índices de vulnerabilidad normalizado.

Escala de Valorización de la Vulnerabilidad	
Vulnerabilidad	Vulnerabilidad
$0 < I_v \text{ norm.} < 20$	BAJA
$20 \leq I_v \text{ norm.} < 40$	MEDIA
$I_v \text{ norm.} \geq 40$	ALTA

Fuente: Quispe Norbertt, 2004.

Según el I_v normalizado el índice de vulnerabilidad del Pabellón B es Media.

4.3. EVALUACIÓN DEL PABELLÓN D – MÉTODO INICIAL JAPONÉS (HIROSAWA)

4.3.1 Desarrollo del Primer Nivel en X:

Cálculo del Is:

$$I_S = E_o * S_D * T$$

donde:

E_o: índice sísmico básico de comportamiento estructural.

S_D: índice de configuración estructural.

T: índice de deterioro de la edificación.

Cálculo de E_o:

$$E_o = \frac{(n_P+1)}{(n_P+i)} * \{\alpha_3 * (C_C)\} * F$$

Tabla 13: Cálculo del índice Sísmico Básico de comportamiento estructural para la evaluación del primer piso en dirección X

E _o	=	Índice Sísmico Básico de Comportamiento Estructural	=	0.076
N _p	=	Número de pisos del Edificio	=	4
i	=	Nivel que se evalúa	=	1
α ₃	=	Factor de reducción de la capacidad resistente – Columnas controlan la falla	=	1
C _c	=	índice de Resistencia Proporcionalada por las columnas no cortas de hormigón armado	=	0.095
F	=	Índice de ductilidad asociado a los elementos verticales	=	0.8

Fuente: Elaboración propia

Cálculo del Cc:

$$C_c = \frac{f_c}{200} * \frac{10 * \sum A_{c_1} + 7 * \sum A_{c_2}}{\sum_{j=1}^{n_p} W_j}$$

Tabla 14: Cálculo del índice de Resistencia Proporcionalada por las columnas no cortas de hormigón armado para la evaluación del primer piso en dirección X

Cc	=	índice de Resistencia Proporcionalada por las columnas no cortas de hormigón armado	=	0.095	
f'c	=	Resistencia a la compresión del concreto	=	2100	Tn/m ²
Wj	=	Peso del piso	=	5255.390	Tn
ΣAC1	=	Suma de las áreas de las columnas de hormigón armado donde la relación h y D es menor que 6	=	3.218	m ²
ΣAC2	=	Suma de las áreas de las columnas de hormigón armado donde la relación h y D es igual o mayor que 6	=	2.183	m ²

Fuente: Elaboración propia

Tabla 15: características de las columnas del primer nivel en dirección X

Sección Típica	Columnas	h	b	d	ho	D2	(ho/D)	Para Condición	Area
C-1	C-1	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-2	C-2	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-3	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-3	C-4	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-5	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-3	C-6	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-7	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-8	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-9	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-10	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-11	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-12	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-13	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-3	C-14	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-15	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-3	C-16	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-17	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15

C-3	C-18	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-19	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-3	C-20	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-21	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-22	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-23	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-24	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-25	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-26	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-27	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-2	C-28	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-29	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-30	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-31	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-3	C-32	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-33	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-34	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-35	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-36	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-37	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-38	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-2	C-39	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-40	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-41	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-42	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-2	C-43	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-4	C-44	2.8	0.3	0.3	2.8	0.3	9.333	AC2	0.09
C-5	C-45	2.8	0.3	0.6	2.8	0.3	9.333	AC2	0.18
C-1	C-46	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-3	C-47	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-48	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-49	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-50	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-51	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-52	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-3	C-53	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-54	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-3	C-55	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-56	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-57	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-58	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-59	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-60	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15

C-3	C-61	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-62	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-63	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-64	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-65	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-66	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-67	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-2	C-68	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-69	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-70	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-71	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-72	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-73	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-74	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-75	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-76	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-77	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-6	C-78	2.8	0.3	0.15	0.4	0.3	1.333	ASC	0.045
C-6	C-79	2.8	0.3	0.15	0.4	0.3	1.333	ASC	0.045
C-7	C-80	2.8	0.2	0.15	0.4	0.2	2.000	AC1	0.03
C-3	C-81	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-2	C-82	2.8	0.15	0.25	0.4	0.15	2.667	AC1	0.0375
C-1	C-83	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-84	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-3	C-85	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-3	C-86	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-3	C-87	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-2	C-88	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-2	C-89	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-2	C-90	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-2	C-91	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-3	C-92	2.8	0.25	0.15	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
C-3	C-93	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-3	C-94	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-2	C-95	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-96	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
Total									10.7775

Fuente: Elaboración propia

$$\begin{aligned} \Sigma AC1 &= 3.2175 \text{ m}^2 \\ \Sigma AC2 &= 2.1825 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Cálculo del SD:

$$S_D = \prod_{i=1}^{1=8} q_i$$

$$q_i = \{1,0 - (1 - G_i) * R_i\}$$

Cálculo de Gi y Ri:

Tabla 16: Valores de Gi y Ri en la evaluación del primer piso en dirección X

N°	Item	Valor	Gi	Ri
1	Regularidad	a1	1	1
2	Relación Largo - Ancho	1.25	1	0.5
3	Contracción en planta	0.61	0.9	0.5
4	Atrio o patio interior	0.25	0.9	0.5
5	Excentricidad de Atrio	ne	-	-
6	Subterráneo	ne	-	-
7	Junta de Dilatación	ne	-	-
8	Uniformidad de altura de piso	1	1	0.5

Fuente: Elaboración propia

$$q_i = 0.9025$$

$$S_d = 0.9025$$

Cálculo del T:

Tabla 17: Resultados del índice T para diferentes causa y tipos de deterioro en la evaluación del primer piso en dirección X

T1	=	El Edificio no presenta signos de deformación	=	1
T2	=	Grietas visibles en Columnas	=	0.9
T3	=	No ha experimentado incendio	=	1
T4	=	No se almacenan sustancias químicas	=	1
T5	=	Daño estructural ligero o no estructural	=	1

Fuente: Elaboración propia

$$T = 0.9$$

Valor de Is:

Tabla 18: Calculo del Is para el primer piso en dirección X

Is	=	0.0620
Eo	=	0.0760
SD	=	0.9030
T	=	0.9000

Fuente: Elaboración propia

Cálculo del Índice de Solicitación Iso:

$$I_{SO} = E_{SO} * Z * G * U$$

Tabla 19: Cálculo del índice de sollicitación para el primer piso en dirección X

Eso	=	Resistencia Sísmica Requerida			
		Se Considera el factor de Reducción Sísmica			1/7.2
Z	=	Factor de Zona Sísmica	0.45	100%	1
G	=	Factor de influencia de condiciones Topográficas y geotécnicas			1
U	=	Factor de Uso de la Edificación			1.5

Fuente: Elaboración propia

Evaluación:

$$Iso = 0.2083 > 0.0616 \text{ Inseguro}$$

4.3.2. Desarrollo del Primer Nivel en Y:

Cálculo del Is:

$$I_S = E_o * S_D * T$$

donde:

E_o: índice sísmico básico de comportamiento estructural.

S_D: índice de configuración estructural.

T: índice de deterioro de la edificación.

Cálculo de E_o:

$$E_o = \frac{(n_P + 1)}{(n_P + i)} * \{\alpha_3 * (C_C)\} * F$$

Tabla 20: Cálculo del índice Sísmico Básico de comportamiento estructural para la evaluación del primer piso en dirección Y

E _o	=	Índice Sísmico Básico de Comportamiento Estructural	=	0.167
N _p	=	Número de pisos del Edificio	=	4
i	=	Nivel que se evalúa	=	1
α ₃	=	Factor de reducción de la capacidad resistente – Columnas controlan la falla	=	1
C _c	=	índice de Resistencia Proporcional por las columnas no cortas de hormigón armado	=	0.208
F	=	Índice de ductilidad asociado a los elementos verticales	=	0.8

Fuente: Elaboración propia

Cálculo del Cc:

$$C_c = \frac{f_c}{200} * \frac{10 * \sum A_{c_1} + 7 * \sum A_{c_2}}{\sum_{j=1}^{n_p} W_j}$$

Tabla 21: Cálculo del índice de Resistencia Proporcionalada por las columnas no cortas de hormigón armado para la evaluación del primer piso en dirección Y

Cc	=	índice de Resistencia Proporcionalada por las columnas no cortas de hormigón armado	=	0.208	
f'c	=	Resistencia a la compresión del concreto	=	2100	Tn/m ²
Wj	=	Peso del piso	=	5255.390	Tn
ΣAC1	=	Suma de las áreas de las columnas de hormigón armado donde la relación h y D es menor que 6	=	9.63	m ²
ΣAC2	=	Suma de las áreas de las columnas de hormigón armado donde la relación h y D es igual o mayor que 6	=	1.148	m ²

Fuente: Elaboración propia

Tabla 22: características de las columnas del primer nivel en dirección Y

Sección Típica	Columnas	h	b	d	ho	D	(ho/D)	Para Condición	Area
C-1	C-1	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-2	C-2	2.8	0.15	0.25	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
C-1	C-3	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-3	C-4	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-5	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-3	C-6	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-7	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-8	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-9	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-10	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-11	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-12	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-13	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-3	C-14	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-15	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-3	C-16	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375

C-1	C-17	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-3	C-18	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-19	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-3	C-20	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-21	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-22	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-23	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-24	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-25	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-26	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-27	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-2	C-28	2.8	0.15	0.25	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
C-1	C-29	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-30	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-31	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-3	C-32	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-33	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-34	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-35	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-36	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-37	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-38	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-2	C-39	2.8	0.15	0.25	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
C-1	C-40	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-41	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-42	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-2	C-43	2.8	0.15	0.25	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
C-4	C-44	2.8	0.3	0.3	2.8	0.3	9.333	AC2	0.09
C-5	C-45	2.8	0.3	0.6	2.8	0.6	4.667	AC1	0.18
C-1	C-46	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-3	C-47	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-48	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-49	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-50	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-51	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-52	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-3	C-53	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-54	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-3	C-55	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-56	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-57	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-58	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-59	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15

C-1	C-60	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-3	C-61	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-62	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-63	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-64	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-65	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-66	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-67	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-2	C-68	2.8	0.15	0.25	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
C-1	C-69	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-70	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-71	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-72	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-73	2.8	0.3	0.5	1	0.5	2.000	AC1	0.15
C-1	C-74	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-75	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-76	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-77	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-6	C-78	2.8	0.3	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.045
C-6	C-79	2.8	0.3	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.045
C-7	C-80	2.8	0.2	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.03
C-3	C-81	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-2	C-82	2.8	0.15	0.25	1	0.25	4.000	AC1	0.0375
C-1	C-83	2.8	0.3	0.5	1	0.5	2.000	AC1	0.15
C-1	C-84	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-3	C-85	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-3	C-86	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-3	C-87	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-2	C-88	2.8	0.15	0.25	1	0.25	4.000	AC1	0.0375
C-2	C-89	2.8	0.15	0.25	1	0.25	4.000	AC1	0.0375
C-2	C-90	2.8	0.15	0.25	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
C-2	C-91	2.8	0.15	0.25	1	0.25	4.000	AC1	0.0375
C-3	C-92	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-3	C-93	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-3	C-94	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-2	C-95	2.8	0.15	0.25	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
C-1	C-96	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
Total									10.7775

Fuente: Elaboración propia

$$\begin{aligned} \Sigma AC1 &= 9.630 \text{ m}^2 \\ \Sigma AC2 &= 1.1475 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Cálculo del SD:

$$S_D = \prod_{i=1}^{1=8} q_i$$

$$q_i = \{1,0 - (1 - G_i) * R_i\}$$

Cálculo de Gi y Ri:

Tabla 23: Valores de Gi y Ri en la evaluación del primer piso en dirección Y

°	Item	Valor	Gi	Ri
1	Regularidad	a1	1	1
2	Relación Largo - Ancho	1.25	1	0.5
3	Contracción en planta	0.61	0.9	0.5
4	Atrio o patio interior	0.25	0.9	0.5
5	Excentricidad de Atrio	ne	-	-
6	Subterráneo	ne	-	-
7	Junta de Dilatación	ne	-	-
8	Uniformidad de altura de piso	1	1	0.5

Fuente: Elaboración propia

$$q_i = 0.9025$$

$$S_d = 0.9025$$

Cálculo del T:

Tabla 24: Resultados del índice T para diferentes causa y tipos de deterioro en la evaluación del primer piso en dirección Y

T1	=	El Edificio no presenta signos de deformación	=	1
T2	=	Grietas visibles en Columnas	=	0.9
T3	=	No ha experimentado incendio	=	1
T4	=	No se almacenan sustancias químicas	=	1
T5	=	Daño estructural ligero o no estructural	=	1

Fuente: Elaboración propia

$$T = 0.9$$

Valor de Is:

Tabla 25: Cálculo del Is para el primer piso en dirección Y

Is	=	0.1355
Eo	=	0.1668
SD	=	0.9025
T	=	0.9000

Fuente: Elaboración propia

Cálculo del Índice de Solicitación Iso:

$$I_{SO} = E_{SO} * Z * G * U$$

Tabla 26: Cálculo del índice de sollicitación para el primer piso en dirección Y

Eso	=	Resistencia Sísmica Requerida		
		Se Considera el factor de Reducción Sísmica		1/7.2
Z	=	Factor de Zona Sísmica	0.45	100%
G	=	Factor de influencia de condiciones Topográficas y geotécnicas		1
U	=	Factor de Uso de la Edificación		1.5

Fuente: Elaboración propia

Evaluación:

$$Iso = 0.2083 > 0.1355 \text{ Inseguro}$$

4.3.3. Desarrollo del Segundo Nivel en X:

Cálculo del Is:

$$I_S = E_o * S_D * T$$

donde:

E_o: índice sísmico básico de comportamiento estructural.

S_D: índice de configuración estructural.

T: índice de deterioro de la edificación.

Cálculo de E_o:

$$E_o = \frac{(n_P + 1)}{(n_P + i)} * \{\alpha_3 * (C_C)\} * F$$

Tabla 27: Cálculo del índice Sísmico Básico de comportamiento estructural para la evaluación del segundo piso en dirección X

E _o	=	Índice Sísmico Básico de Comportamiento Estructural	=	0.086
N _p	=	Número de pisos del Edificio	=	4
i	=	Nivel que se evalúa	=	2
α ₃	=	Factor de reducción de la capacidad resistente – Columnas controlan la falla	=	1
C _c	=	índice de Resistencia Proporcionada por las columnas no cortas de hormigón armado	=	0.129
F	=	Índice de ductilidad asociado a los elementos verticales	=	0.8

Fuente: Elaboración propia

Cálculo del Cc:

$$C_c = \frac{f_c}{200} * \frac{10 * \sum A_{c_1} + 7 * \sum A_{c_2}}{\sum_{j=1}^{n_p} W_j}$$

Tabla 28: Cálculo del índice de Resistencia Proporcionalada por las columnas no cortas de hormigón armado para la evaluación del segundo piso en dirección X

Cc	=	índice de Resistencia Proporcionalada por las columnas no cortas de hormigón armado	=	0.129	
f'c	=	Resistencia a la compresión del concreto	=	2100	Tn/m ²
Wj	=	Peso del piso	=	3769.257	Tn
ΣAC1	=	Suma de las áreas de las columnas de hormigón armado donde la relación h y D es menor que 6	=	3.218	m ²
ΣAC2	=	Suma de las áreas de las columnas de hormigón armado donde la relación h y D es igual o mayor que 6	=	2.033	m ²

Fuente: Elaboración propia

Tabla 29: características de las columnas del segundo nivel en dirección X

Sección Típica	Columnas	h	b	d	ho	D	(ho/D)	Para Condición	Area
C-1	C-1	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-2	C-2	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-3	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-3	C-4	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-5	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-3	C-6	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-7	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-8	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-9	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-10	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-11	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-12	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-13	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-3	C-14	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-15	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-3	C-16	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-17	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15

C-3	C-18	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-19	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-3	C-20	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-21	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-22	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-23	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-24	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-25	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-26	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-27	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-2	C-28	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-29	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-30	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-31	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-3	C-32	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-33	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-34	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-35	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-36	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-37	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-38	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-2	C-39	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-40	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-41	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-42	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-2	C-43	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-4	C-44	2.8	0.3	0.3	2.8	0.3	9.333	AC2	0.09
C-5	C-45	2.8	0.3	0.6	2.8	0.3	9.333	AC2	0.18
C-1	C-46	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-3	C-47	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-48	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-49	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-50	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-51	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-52	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-3	C-53	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-54	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-3	C-55	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-56	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-57	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-58	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-59	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-60	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15

C-3	C-61	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-62	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-63	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-64	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-65	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-66	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-67	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-2	C-68	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-69	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-70	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-71	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-72	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-73	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-74	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-75	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-76	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-77	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-6	C-78	2.8	0.3	0.15	0.4	0.3	1.333	ASC	0.045
C-6	C-79	2.8	0.3	0.15	0.4	0.3	1.333	ASC	0.045
C-7	C-80	2.8	0.2	0.15	0.4	0.2	2.000	AC1	0.03
C-3	C-81	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-2	C-82	2.8	0.15	0.25	0.4	0.15	2.667	AC1	0.0375
C-1	C-83	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-84	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-3	C-85	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-3	C-86	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-3	C-87	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-2	C-88	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-2	C-89	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-2	C-90	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-2	C-91	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-3	C-92	2.8	0.25	0.15	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
C-3	C-93	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-3	C-94	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-2	C-95	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
Total									10.6275

Fuente: Elaboración propia

$$\Sigma AC1 = 3.2175 \text{ m}^2$$

$$\Sigma AC2 = 2.0325 \text{ m}^2$$

Cálculo del SD:

$$S_D = \prod_{i=1}^{1=8} q_i$$

$$q_i = \{1,0 - (1 - G_i) * R_i\}$$

Cálculo de Gi y Ri:

Tabla 30: Valores de Gi y Ri en la evaluación del segundo piso en dirección X

N°	Item	Valor	Gi	Ri
1	Regularidad	a1	1	1
2	Relación Largo - Ancho	1.25	1	0.5
3	Contracción en planta	0.61	0.9	0.5
4	Atrio o patio interior	0.25	0.9	0.5
5	Excentricidad de Atrio	ne	-	-
6	Subterráneo	ne	-	-
7	Junta de Dilatación	ne	-	-
8	Uniformidad de altura de piso	1	1	0.5

Fuente: Elaboración propia

$$q_i = 0.9025$$

$$S_D = 0.9025$$

Cálculo del T:

Tabla 31: Resultados del índice T para diferentes causa y tipos de deterioro en la evaluación del segundo piso en dirección X

T1	=	El Edificio no presenta signos de deformación	=	1
T2	=	Grietas visibles en Columnas	=	0.9
T3	=	No ha experimentado incendio	=	1
T4	=	No se almacenan sustancias químicas	=	1
T5	=	Daño estructural ligero o no estructural	=	1

Fuente: Elaboración propia

$$T = 0.9$$

Valor de Is:

Tabla 32: Calculo del Is para el segundo piso en dirección X

Is	=	0.0699
Eo	=	0.0862
SD	=	0.9025
T	=	0.9000

Fuente: Elaboración propia

Cálculo del Índice de Solicitación Iso:

$$I_{SO} = E_{SO} * Z * G * U$$

Tabla 33: Cálculo del índice de solicitud para el segundo piso en dirección X

Eso	=	Resistencia Sísmica Requerida			
		Se Considera el factor de Reducción Sísmica			1/7.2
Z	=	Factor de Zona Sísmica	0.45	100%	1
G	=	Factor de influencia de condiciones Topográficas y geotécnicas			1
U	=	Factor de Uso de la Edificación			1.5

Fuente: Elaboración propia

Evaluación:

$$Iso = 0.2083 > 0.0699 \text{ Inseguro}$$

4.3.4. Desarrollo del Segundo Nivel en Y:

Cálculo del Is:

$$I_S = E_o * S_D * T$$

donde:

E_o: índice sísmico básico de comportamiento estructural.

S_D: índice de configuración estructural.

T: índice de deterioro de la edificación.

Cálculo de E_o:

$$E_o = \frac{(n_P + 1)}{(n_P + i)} * \{\alpha_3 * (C_C)\} * F$$

Tabla 34: Cálculo del índice Sísmico Básico de comportamiento estructural para la evaluación del segundo piso en dirección Y

E _o	=	Índice Sísmico Básico de Comportamiento Estructural	=	0.191
N _p	=	Número de pisos del Edificio	=	4
i	=	Nivel que se evalúa	=	2
α ₃	=	Factor de reducción de la capacidad resistente – Columnas controlan la falla	=	1
C _c	=	índice de Resistencia Proporcionada por las columnas no cortas de hormigón armado	=	0.286
F	=	Índice de ductilidad asociado a los elementos verticales	=	0.8

Fuente: Elaboración propia

Cálculo del Cc:

$$C_c = \frac{f_c}{200} * \frac{10 * \sum A_{c_1} + 7 * \sum A_{c_2}}{\sum_{j=1}^{n_p} W_j}$$

Tabla 35: Cálculo del índice de Resistencia Proporcionalada por las columnas no cortas de hormigón armado para la evaluación del segundo piso en dirección Y

Cc	=	índice de Resistencia Proporcionalada por las columnas no cortas de hormigón armado	=	0.286	
f'c	=	Resistencia a la compresión del concreto	=	2100	Tn/m ²
Wj	=	Peso del piso	=	3769.257	Tn
ΣAC1	=	Suma de las áreas de las columnas de hormigón armado donde la relación h y D es menor que 6	=	9.48	m ²
ΣAC2	=	Suma de las áreas de las columnas de hormigón armado donde la relación h y D es igual o mayor que 6	=	1.148	m ²

Fuente: Elaboración propia

Tabla 36: características de las columnas del segundo nivel en dirección Y

Sección Típica	Columnas	h	b	d	ho	D2	(ho/D)	Para Condición	Area
C-1	C-1	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-2	C-2	2.8	0.15	0.25	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
C-1	C-3	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-3	C-4	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-5	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-3	C-6	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-7	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-8	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-9	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-10	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-11	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-12	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-13	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-3	C-14	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-15	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-3	C-16	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375

C-1	C-17	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-3	C-18	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-19	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-3	C-20	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-21	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-22	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-23	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-24	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-25	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-26	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-27	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-2	C-28	2.8	0.15	0.25	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
C-1	C-29	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-30	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-31	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-3	C-32	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-33	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-34	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-35	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-36	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-37	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-38	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-2	C-39	2.8	0.15	0.25	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
C-1	C-40	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-41	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-42	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-2	C-43	2.8	0.15	0.25	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
C-4	C-44	2.8	0.3	0.3	2.8	0.3	9.333	AC2	0.09
C-5	C-45	2.8	0.3	0.6	2.8	0.6	4.667	AC1	0.18
C-1	C-46	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-3	C-47	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-48	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-49	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-50	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-51	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-52	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-3	C-53	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-54	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-3	C-55	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-56	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-57	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-58	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-59	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15

C-1	C-60	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-3	C-61	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-62	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-63	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-64	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-65	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-66	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-67	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-2	C-68	2.8	0.15	0.25	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
C-1	C-69	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-70	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-71	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-72	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-73	2.8	0.3	0.5	1	0.5	2.000	AC1	0.15
C-1	C-74	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-75	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-76	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-77	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-6	C-78	2.8	0.3	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.045
C-6	C-79	2.8	0.3	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.045
C-7	C-80	2.8	0.2	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.03
C-3	C-81	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-2	C-82	2.8	0.15	0.25	1	0.25	4.000	AC1	0.0375
C-1	C-83	2.8	0.3	0.5	1	0.5	2.000	AC1	0.15
C-1	C-84	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-3	C-85	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-3	C-86	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-3	C-87	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-2	C-88	2.8	0.15	0.25	1	0.25	4.000	AC1	0.0375
C-2	C-89	2.8	0.15	0.25	1	0.25	4.000	AC1	0.0375
C-2	C-90	2.8	0.15	0.25	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
C-2	C-91	2.8	0.15	0.25	1	0.25	4.000	AC1	0.0375
C-3	C-92	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-3	C-93	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-3	C-94	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-2	C-95	2.8	0.15	0.25	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
Total									10.6275

Fuente: Elaboración propia

$$\begin{aligned} \Sigma AC1 &= 9.4800 \text{ m}^2 \\ \Sigma AC2 &= 1.1475 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Cálculo del SD:

$$S_D = \prod_{i=1}^{i=8} q_i$$

$$q_i = \{1,0 - (1 - G_i) * R_i\}$$

Cálculo de Gi y Ri:

Tabla 37: Valores de Gi y Ri en la evaluación del segundo piso en dirección Y

N°	Item	Valor	Gi	Ri
1	Regularidad	a1	1	1
2	Relación Largo - Ancho	1.25	1	0.5
3	Contracción en planta	0.61	0.9	0.5
4	Atrio o patio interior	0.25	0.9	0.5
5	Excentricidad de Atrio	ne	-	-
6	Subterráneo	ne	-	-
7	Junta de Dilatación	ne	-	-
8	Uniformidad de altura de piso	1	1	0.5

Fuente: Elaboración propia

$$q_i = 0.9025$$

$$S_d = 0.9025$$

Cálculo del T:

Tabla 38: Resultados del índice T para diferentes causa y tipos de deterioro en la evaluación del segundo piso en dirección Y

T1	=	El Edificio no presenta signos de deformación	=	1
T2	=	Grietas visibles en Columnas	=	0.9
T3	=	No ha experimentado incendio	=	1
T4	=	No se almacenan sustancias químicas	=	1
T5	=	Daño estructural ligero o no estructural	=	1

Fuente: Elaboración propia

$$T = 0.9$$

Valor de Is:

Tabla 39: Cálculo del Is para el segundo piso en dirección Y

Is	=	0.1551
Eo	=	0.1909
SD	=	0.9025
T	=	0.9000

Fuente: Elaboración propia

Cálculo del Índice de Solicitación Iso:

$$I_{SO} = E_{SO} * Z * G * U$$

Tabla 40: Cálculo del índice de sollicitación para el segundo piso en dirección Y

Eso	=	Resistencia Sísmica Requerida			
		Se Considera el factor de Reducción Sísmica			1/7.2
Z	=	Factor de Zona Sísmica	0.45	100%	1
G	=	Factor de influencia de condiciones Topográficas y geotécnicas			1
U	=	Factor de Uso de la Edificación			1.5

Fuente: Elaboración propia

Evaluación:

$$Iso = 0.2083 > 0.1551 \text{ Inseguro}$$

4.3.5. Desarrollo del Tercer Nivel en X:

Cálculo del Is:

$$I_S = E_o * S_D * T$$

donde:

E_o: índice sísmico básico de comportamiento estructural.

S_D: índice de configuración estructural.

T: índice de deterioro de la edificación.

Cálculo de E_o:

$$E_o = \frac{(n_P + 1)}{(n_P + i)} * \{\alpha_3 * (C_C)\} * F$$

Tabla 41: Cálculo del índice Sísmico Básico de comportamiento estructural para la evaluación del tercer piso en dirección X

E _o	=	Índice Sísmico Básico de Comportamiento Estructural	=	0.121
N _p	=	Número de pisos del Edificio	=	4
i	=	Nivel que se evalúa	=	3
α ₃	=	Factor de reducción de la capacidad resistente – Columnas controlan la falla	=	1
C _c	=	índice de Resistencia Proporcionada por las columnas no cortas de hormigón armado	=	0.213
F	=	Índice de ductilidad asociado a los elementos verticales	=	0.8

Fuente: Elaboración propia

Cálculo del Cc:

$$C_c = \frac{f_c}{200} * \frac{10 * \sum A_{c_1} + 7 * \sum A_{c_2}}{\sum_{j=1}^{n_p} W_j}$$

Tabla 42: Cálculo del índice de Resistencia Proporcionalada por las columnas no cortas de hormigón armado para la evaluación del tercer piso en dirección X

Cc	=	índice de Resistencia Proporcionalada por las columnas no cortas de hormigón armado	=	0.213	
f'c	=	Resistencia a la compresión del concreto	=	2100	Tn/m ²
Wj	=	Peso del piso	=	2291.787	Tn
ΣAC1	=	Suma de las áreas de las columnas de hormigón armado donde la relación h y D es menor que 6	=	3.218	m ²
ΣAC2	=	Suma de las áreas de las columnas de hormigón armado donde la relación h y D es igual o mayor que 6	=	2.033	m ²

Fuente: Elaboración propia

Tabla 43: características de las columnas del tercer nivel en dirección X

Sección Típica	Columnas	h	b	d	ho	D2	(ho/D)	Para Condición	Area
C-1	C-1	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-2	C-2	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-3	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-3	C-4	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-5	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-3	C-6	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-7	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-8	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-9	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-10	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-11	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-12	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-13	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-3	C-14	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-15	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-3	C-16	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-17	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15

C-3	C-18	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-19	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-3	C-20	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-21	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-22	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-23	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-24	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-25	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-26	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-27	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-2	C-28	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-29	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-30	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-31	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-3	C-32	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-33	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-34	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-35	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-36	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-37	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-38	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-2	C-39	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-40	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-41	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-42	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-2	C-43	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-4	C-44	2.8	0.3	0.3	2.8	0.3	9.333	AC2	0.09
C-5	C-45	2.8	0.3	0.6	2.8	0.3	9.333	AC2	0.18
C-1	C-46	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-3	C-47	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-48	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-49	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-50	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-51	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-52	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-3	C-53	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-54	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-3	C-55	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-56	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-57	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-58	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-59	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-60	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15

C-3	C-61	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-62	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-63	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-64	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-65	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-66	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-67	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-2	C-68	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-69	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-70	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-71	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-72	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-73	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-74	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-75	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-76	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-77	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-6	C-78	2.8	0.3	0.15	0.4	0.3	1.333	ASC	0.045
C-6	C-79	2.8	0.3	0.15	0.4	0.3	1.333	ASC	0.045
C-7	C-80	2.8	0.2	0.15	0.4	0.2	2.000	AC1	0.03
C-3	C-81	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-2	C-82	2.8	0.15	0.25	0.4	0.15	2.667	AC1	0.0375
C-1	C-83	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-84	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-3	C-85	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-3	C-86	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-3	C-87	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-2	C-88	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-2	C-89	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-2	C-90	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-2	C-91	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-3	C-92	2.8	0.25	0.15	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
C-3	C-93	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-3	C-94	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-2	C-95	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
Total									10.6275

Fuente: Elaboración propia

$$\Sigma AC1 = 3.2175 \quad m^2$$

$$\Sigma AC2 = 2.0325 \quad m^2$$

Cálculo del SD:

$$S_D = \prod_{i=1}^{i=8} q_i$$

$$q_i = \{1,0 - (1 - G_i) * R_i\}$$

Cálculo de Gi y Ri:

Tabla 44: Valores de Gi y Ri en la evaluación del tercer piso en dirección X

N°	Item	Valor	Gi	Ri
1	Regularidad	a1	1	1
2	Relación Largo - Ancho	1.25	1	0.5
3	Contracción en planta	0.61	0.9	0.5
4	Atrio o patio interior	0.25	0.9	0.5
5	Excentricidad de Atrio	ne	-	-
6	Subterráneo	ne	-	-
7	Junta de Dilatación	ne	-	-
8	Uniformidad de altura de piso	1	1	0.5

Fuente: Elaboración propia

$$q_i = 0.9025$$

$$S_d = 0.9025$$

Cálculo del T:

Tabla 45: Resultados del índice T para diferentes causa y tipos de deterioro en la evaluación del tercer piso en dirección X

T1	=	El Edificio no presenta signos de deformación	=	1
T2	=	Grietas visibles en Columnas	=	0.9
T3	=	No ha experimentado incendio	=	1
T4	=	No se almacenan sustancias químicas	=	1
T5	=	Daño estructural ligero o no estructural	=	1

Fuente: Elaboración propia

$$T = 0.9$$

Valor de Is:

Tabla 46: Calculo del Is para el tercer piso en dirección X

Is	=	0.0986
Eo	=	0.1215
SD	=	0.9025
T	=	0.9000

Fuente: Elaboración propia

Cálculo del Índice de Solicitación Iso:

$$I_{SO} = E_{SO} * Z * G * U$$

Tabla 47: Cálculo del índice de sollicitación para el tercer piso en dirección X

Eso	=	Resistencia Sísmica Requerida			
		Se Considera el factor de Reducción Sísmica			1/7.2
Z	=	Factor de Zona Sísmica	0.45	100%	1
G	=	Factor de influencia de condiciones Topográficas y geotécnicas			1
U	=	Factor de Uso de la Edificación			1.5

Fuente: Elaboración propia

Evaluación:

$$Iso = 0.2083 > 0.0986 \text{ Inseguro}$$

4.3.6. Desarrollo del Tercer Nivel en Y:

Cálculo del Is:

$$I_S = E_o * S_D * T$$

donde:

E_o: índice sísmico básico de comportamiento estructural.

S_D: índice de configuración estructural.

T: índice de deterioro de la edificación.

Cálculo de E_o:

$$E_o = \frac{(n_P + 1)}{(n_P + i)} * \{\alpha_3 * (C_C)\} * F$$

Tabla 48: Cálculo del índice Sísmico Básico de comportamiento estructural para la evaluación del tercer piso en dirección Y

E _o	=	Índice Sísmico Básico de Comportamiento Estructural	=	0.269
N _p	=	Número de pisos del Edificio	=	4
i	=	Nivel que se evalúa	=	3
α ₃	=	Factor de reducción de la capacidad resistente – Columnas controlan la falla	=	1
C _c	=	índice de Resistencia Proporcionada por las columnas no cortas de hormigón armado	=	0.471
F	=	Índice de ductilidad asociado a los elementos verticales	=	0.8

Fuente: Elaboración propia

Cálculo del Cc:

$$C_c = \frac{f_c}{200} * \frac{10 * \sum A_{c_1} + 7 * \sum A_{c_2}}{\sum_{j=1}^{n_p} W_j}$$

Tabla 49: Cálculo del índice de Resistencia Proporcionalada por las columnas no cortas de hormigón armado para la evaluación del tercer piso en dirección Y

Cc	=	índice de Resistencia Proporcionalada por las columnas no cortas de hormigón armado	=	0.471	
f'c	=	Resistencia a la compresión del concreto	=	2100	Tn/m ²
Wj	=	Peso del piso	=	2291.787	Tn
ΣAC1	=	Suma de las áreas de las columnas de hormigón armado donde la relación h y D es menor que 6	=	9.48	m ²
ΣAC2	=	Suma de las áreas de las columnas de hormigón armado donde la relación h y D es igual o mayor que 6	=	1.148	m ²

Fuente: Elaboración propia

Tabla 50: características de las columnas del tercer nivel en dirección Y

Sección Típica	Columnas	h	b (Ancho)	d (Largo)	ho	D	(ho/D)	Para Condición	Area
C-1	C-1	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-2	C-2	2.8	0.15	0.25	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
C-1	C-3	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-3	C-4	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-5	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-3	C-6	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-7	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-8	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-9	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-10	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-11	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-12	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-13	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-3	C-14	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-15	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-3	C-16	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-17	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15

C-3	C-18	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-19	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-3	C-20	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-21	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-22	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-23	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-24	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-25	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-26	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-27	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-2	C-28	2.8	0.15	0.25	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
C-1	C-29	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-30	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-31	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-3	C-32	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-33	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-34	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-35	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-36	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-37	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-38	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-2	C-39	2.8	0.15	0.25	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
C-1	C-40	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-41	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-42	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-2	C-43	2.8	0.15	0.25	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
C-4	C-44	2.8	0.3	0.3	2.8	0.3	9.333	AC2	0.09
C-5	C-45	2.8	0.3	0.6	2.8	0.6	4.667	AC1	0.18
C-1	C-46	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-3	C-47	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-48	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-49	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-50	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-51	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-52	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-3	C-53	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-54	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-3	C-55	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-56	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-57	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-58	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-59	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-60	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15

C-3	C-61	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-62	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-63	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-64	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-65	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-66	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-67	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-2	C-68	2.8	0.15	0.25	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
C-1	C-69	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-70	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-71	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-72	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-73	2.8	0.3	0.5	1	0.5	2.000	AC1	0.15
C-1	C-74	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-75	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-76	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-1	C-77	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-6	C-78	2.8	0.3	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.045
C-6	C-79	2.8	0.3	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.045
C-7	C-80	2.8	0.2	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.03
C-3	C-81	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-2	C-82	2.8	0.15	0.25	1	0.25	4.000	AC1	0.0375
C-1	C-83	2.8	0.3	0.5	1	0.5	2.000	AC1	0.15
C-1	C-84	2.8	0.3	0.5	2.8	0.5	5.600	AC1	0.15
C-3	C-85	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-3	C-86	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-3	C-87	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-2	C-88	2.8	0.15	0.25	1	0.25	4.000	AC1	0.0375
C-2	C-89	2.8	0.15	0.25	1	0.25	4.000	AC1	0.0375
C-2	C-90	2.8	0.15	0.25	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
C-2	C-91	2.8	0.15	0.25	1	0.25	4.000	AC1	0.0375
C-3	C-92	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-3	C-93	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-3	C-94	2.8	0.25	0.15	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-2	C-95	2.8	0.15	0.25	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
Total									10.6275

Fuente: Elaboración propia

$$\Sigma AC1 = 9.4800 \text{ m}^2$$

$$\Sigma AC2 = 1.1475 \text{ m}^2$$

Cálculo del SD:

$$S_D = \prod_{i=1}^{1=8} q_i$$

$$q_i = \{1,0 - (1 - G_i) * R_i\}$$

Cálculo de Gi y Ri:

Tabla 51: Valores de Gi y Ri en la evaluación del tercer piso en dirección Y

N°	Item	Valor	Gi	Ri
1	Regularidad	a1	1	1
2	Relación Largo - Ancho	1.25	1	0.5
3	Contracción en planta	0.61	0.9	0.5
4	Atrio o patio interior	0.25	0.9	0.5
5	Excentricidad de Atrio	ne	-	-
6	Subterráneo	ne	-	-
7	Junta de Dilatación	ne	-	-
8	Uniformidad de altura de piso	1	1	0.5

Fuente: Elaboración propia

$$q_i = 0.9025$$

$$S_d = 0.9025$$

Cálculo del T:

Tabla 52: Resultados del índice T para diferentes causa y tipos de deterioro en la evaluación del tercer piso en dirección Y

T1	=	El Edificio no presenta signos de deformación	=	1
T2	=	Grietas visibles en Columnas	=	0.9
T3	=	No ha experimentado incendio	=	1
T4	=	No se almacenan sustancias químicas	=	1
T5	=	Daño estructural ligero o no estructural	=	1

Fuente: Elaboración propia

$$T = 0.9$$

Valor de Is:

Tabla 53: Cálculo del Is para el tercer piso en dirección Y

Is	=	0.2187
Eo	=	0.2692
SD	=	0.9025
T	=	0.9000

Fuente: Elaboración propia

Cálculo del Índice de Solicitación Iso:

$$I_{SO} = E_{SO} * Z * G * U$$

Tabla 54: Cálculo del índice de solicitud para el tercer piso en dirección Y

Eso	=	Resistencia Sísmica Requerida			
		Se Considera el factor de Reducción Sísmica			1/7.2
Z	=	Factor de Zona Sísmica	0.45	100%	1
G	=	Factor de influencia de condiciones Topográficas y geotécnicas			1
U	=	Factor de Uso de la Edificación			1.5

Fuente: Elaboración propia

Evaluación:

$$Iso = 0.2083 > 0.2187 \text{ seguro}$$

4.3.7. Desarrollo del Cuarto Nivel en X:

Cálculo del Is:

$$I_S = E_o * S_D * T$$

donde:

E_o: índice sísmico básico de comportamiento estructural.

S_D: índice de configuración estructural.

T: índice de deterioro de la edificación.

Cálculo de E_o:

$$E_o = \frac{(n_P + 1)}{(n_P + i)} * \{\alpha_3 * (C_C)\} * F$$

Tabla 55: Cálculo del índice Sísmico Básico de comportamiento estructural para la evaluación del cuarto piso en dirección X

E _o	=	Índice Sísmico Básico de Comportamiento Estructural	=	0.337
N _p	=	Número de pisos del Edificio	=	4
i	=	Nivel que se evalúa	=	4
α ₃	=	Factor de reducción de la capacidad resistente – Columnas controlan la falla	=	1
C _c	=	índice de Resistencia Proporcionada por las columnas no cortas de hormigón armado	=	0.674
F	=	Índice de ductilidad asociado a los elementos verticales	=	0.8

Fuente: Elaboración propia

Cálculo del Cc:

$$C_c = \frac{f_c}{200} * \frac{10 * \sum A_{c_1} + 7 * \sum A_{c_2}}{\sum_{j=1}^{n_p} W_j}$$

Tabla 56: Cálculo del índice de Resistencia Proporcionalada por las columnas no cortas de hormigón armado para la evaluación del cuarto piso en dirección X

Cc	=	índice de Resistencia Proporcionalada por las columnas no cortas de hormigón armado	=	0.674	
f'c	=	Resistencia a la compresión del concreto	=	2100	Tn/m ²
Wj	=	Peso del piso	=	850.252	Tn
ΣAC1	=	Suma de las áreas de las columnas de hormigón armado donde la relación h y D es menor que 6	=	3.3525	m ²
ΣAC2	=	Suma de las áreas de las columnas de hormigón armado donde la relación h y D es igual o mayor que 6	=	3.008	m ²

Fuente: Elaboración propia

Tabla 57: características de las columnas del cuarto nivel en dirección X

Sección Típica	Columnas	h	b	d	ho	D	(ho/D)	Para Condición	Area
C-1	C-1	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-2	C-2	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-3	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-3	C-4	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-5	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-3	C-6	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-7	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-8	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-9	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-10	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-11	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-12	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-13	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-3	C-14	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-15	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-3	C-16	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-17	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15

C-3	C-18	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-19	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-3	C-20	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-21	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-22	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-23	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-24	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-25	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-26	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-27	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-2	C-28	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-29	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-30	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-31	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-3	C-32	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-33	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-34	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-35	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-36	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-37	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-38	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-2	C-39	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-40	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-41	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-42	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-2	C-43	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-4	C-44	2.8	0.3	0.3	2.8	0.3	9.333	AC2	0.09
C-5	C-45	2.8	0.3	0.6	2.8	0.3	9.333	AC2	0.18
C-1	C-46	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-3	C-47	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-48	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-49	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-50	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-51	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-52	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-3	C-53	2.8	0.3	0.15	0.4	0.3	1.333	ASC	0.045
C-1	C-54	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-3	C-55	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-56	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-57	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-58	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-59	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-60	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15

C-3	C-61	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-62	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-63	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-64	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-65	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-66	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-1	C-67	2.8	0.3	0.5	1	0.3	3.333	AC1	0.15
C-2	C-68	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-69	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-70	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-71	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-72	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-73	2.8	0.25	0.15	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
C-1	C-74	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-75	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-76	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-77	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-6	C-78	2.8	0.3	0.15	0.4	0.3	1.333	ASC	0.045
C-6	C-79	2.8	0.2	0.15	0.4	0.2	2.000	AC1	0.03
C-7	C-80	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-3	C-81	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-2	C-82	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-83	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
	C-84	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-3	C-85	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-3	C-86	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-3	C-87	2.8	0.15	0.15	0.4	0.15	2.667	AC1	0.0225
C-2	C-88	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-2	C-89	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-2	C-90	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-2	C-91	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-3	C-92	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-3	C-93	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-3	C-94	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-2	C-95	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-96	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-3	C-97	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
Total									11.25

Fuente: Elaboración propia

$$\begin{aligned} \Sigma AC1 &= 3.3525 \text{ m}^2 \\ \Sigma AC2 &= 3.0075 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Cálculo del SD:

$$S_D = \prod_{i=1}^{1=8} q_i$$

$$q_i = \{1,0 - (1 - G_i) * R_i\}$$

Cálculo de Gi y Ri:

Tabla 58: Valores de Gi y Ri en la evaluación del cuarto piso en dirección X

N°	Item	Valor	Gi	Ri
1	Regularidad	a1	1	1
2	Relación Largo - Ancho	1.25	1	0.5
3	Contracción en planta	0.61	0.9	0.5
4	Atrio o patio interior	0.25	0.9	0.5
5	Excentricidad de Atrio	ne	-	-
6	Subterráneo	ne	-	-
7	Junta de Dilatación	ne	-	-
8	Uniformidad de altura de piso	1	1	0.5

Fuente: Elaboración propia

$$q_i = 0.9025$$

$$S_d = 0.9025$$

Cálculo del T:

Tabla 59: Resultados del índice T para diferentes causa y tipos de deterioro en la evaluación del cuarto piso en dirección X

T1	=	El Edificio no presenta signos de deformación	=	1
T2	=	Grietas visibles en Columnas	=	0.9
T3	=	No ha experimentado incendio	=	1
T4	=	No se almacenan sustancias químicas	=	1
T5	=	Daño estructural ligero o no estructural	=	1

Fuente: Elaboración propia

$$T = 0.9$$

Valor de Is:

Tabla 60: Cálculo del Is para el cuarto piso en dirección X

Is	=	0.2737
Eo	=	0.3370
SD	=	0.9025
T	=	0.9000

Fuente: Elaboración propia

Cálculo del Índice de Solicitación Iso:

$$I_{SO} = E_{SO} * Z * G * U$$

Tabla 61: Cálculo del índice de sollicitación para el cuarto piso en dirección X

Eso	=	Resistencia Sísmica Requerida			
		Se Considera el factor de Reducción Sísmica			1/7.2
Z	=	Factor de Zona Sísmica	0.45	100%	1
G	=	Factor de influencia de condiciones Topográficas y geotécnicas			1
U	=	Factor de Uso de la Edificación			1.5

Fuente: Elaboración propia

Evaluación:

$$Iso = 0.2083 > 0.2737 \text{ seguro}$$

4.3.8. Desarrollo del Cuarto Nivel en Y:

Cálculo del Is:

$$I_S = E_o * S_D * T$$

donde:

E_o: índice sísmico básico de comportamiento estructural.

S_D: índice de configuración estructural.

T: índice de deterioro de la edificación.

Cálculo de E_o:

$$E_o = \frac{(n_P + 1)}{(n_P + i)} * \{\alpha_3 * (C_C)\} * F$$

Tabla 62: Cálculo del índice Sísmico Básico de comportamiento estructural para la evaluación del cuarto piso en dirección Y

E _o	=	Índice Sísmico Básico de Comportamiento Estructural	=	0.394
N _p	=	Número de pisos del Edificio	=	4
i	=	Nivel que se evalúa	=	4
α ₃	=	Factor de reducción de la capacidad resistente – Columnas controlan la falla	=	1
C _c	=	índice de Resistencia Proporcionada por las columnas no cortas de hormigón armado	=	0.788
F	=	Índice de ductilidad asociado a los elementos verticales	=	0.8

Fuente: Elaboración propia

Cálculo del Cc:

$$C_c = \frac{f_c}{200} * \frac{10 * \sum A_{c_1} + 7 * \sum A_{c_2}}{\sum_{j=1}^{n_p} W_j}$$

Tabla 63: Cálculo del índice de Resistencia Proporcionalada por las columnas no cortas de hormigón armado para la evaluación del cuarto piso en dirección Y

Cc	=	índice de Resistencia Proporcionalada por las columnas no cortas de hormigón armado	=	0.788	
f'c	=	Resistencia a la compresión del concreto	=	2100	Tn/m ²
Wj	=	Peso del piso	=	850.252	Tn
ΣAC1	=	Suma de las áreas de las columnas de hormigón armado donde la relación h y D es menor que 6	=	0.098	m ²
ΣAC2	=	Suma de las áreas de las columnas de hormigón armado donde la relación h y D es igual o mayor que 6	=	8.978	m ²

Fuente: Elaboración propia

Tabla 64: características de las columnas del cuarto nivel en dirección Y

Sección Típica	Columnas	h	b	d	ho	D2	(ho/D)	Para Condición	Area
C-1	C-1	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-2	C-2	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-3	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-3	C-4	2.8	0.25	0.15	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
C-1	C-5	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-3	C-6	2.8	0.25	0.15	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
C-1	C-7	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-8	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-9	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-10	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-11	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-12	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-13	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-3	C-14	2.8	0.25	0.15	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
C-1	C-15	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-3	C-16	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-17	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15

C-3	C-18	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-19	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-3	C-20	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-21	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-22	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-23	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-24	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-25	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-26	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-27	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-2	C-28	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-29	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-30	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-31	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-3	C-32	2.8	0.25	0.15	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
C-1	C-33	2.8	0.25	0.15	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
C-1	C-34	2.8	0.25	0.15	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
C-1	C-35	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-36	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-37	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-38	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-2	C-39	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-40	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-41	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-42	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-2	C-43	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-4	C-44	2.8	0.3	0.3	2.8	0.3	9.333	AC2	0.09
C-5	C-45	2.8	0.3	0.6	2.8	0.3	9.333	AC2	0.18
C-1	C-46	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-3	C-47	2.8	0.25	0.15	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
C-1	C-48	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-49	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-50	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-51	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-52	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-3	C-53	2.8	0.3	0.15	2.8	0.3	9.333	AC2	0.045
C-1	C-54	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-3	C-55	2.8	0.25	0.15	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
C-1	C-56	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-57	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-58	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-59	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-60	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15

C-3	C-61	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-62	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-1	C-63	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-64	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-65	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-66	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-67	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-2	C-68	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-1	C-69	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-70	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-71	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-72	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-73	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-1	C-74	2.8	0.25	0.15	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
C-1	C-75	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-76	2.8	0.25	0.15	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
C-1	C-77	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-6	C-78	2.8	0.3	0.15	2.8	0.3	9.333	AC2	0.045
C-6	C-79	2.8	0.2	0.15	2.8	0.2	14.000	AC2	0.03
C-7	C-80	2.8	0.25	0.15	0.4	0.25	1.600	ASC	0.0375
C-3	C-81	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-2	C-82	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-1	C-83	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
	C-84	2.8	0.25	0.15	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
C-3	C-85	2.8	0.25	0.15	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
C-3	C-86	2.8	0.3	0.5	2.8	0.3	9.333	AC2	0.15
C-3	C-87	2.8	0.15	0.15	0.4	0.15	2.667	AC1	0.0225
C-2	C-88	2.8	0.15	0.25	0.4	0.15	2.667	AC1	0.0375
C-2	C-89	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-2	C-90	2.8	0.15	0.25	0.4	0.15	2.667	AC1	0.0375
C-2	C-91	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-3	C-92	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-3	C-93	2.8	0.25	0.15	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
C-3	C-94	2.8	0.15	0.25	2.8	0.15	18.667	AC2	0.0375
C-2	C-95	2.8	0.25	0.15	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
C-1	C-96	2.8	0.3	0.5	0.4	0.3	1.333	ASC	0.15
C-3	C-97	2.8	0.25	0.15	2.8	0.25	11.200	AC2	0.0375
Total									11.25

Fuente: Elaboración propia

$$\begin{aligned} \Sigma AC1 &= 0.0975 \text{ m}^2 \\ \Sigma AC2 &= 8.9775 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Cálculo del SD:

$$S_D = \prod_{i=1}^{1=8} q_i$$

$$q_i = \{1,0 - (1 - G_i) * R_i\}$$

Cálculo de Gi y Ri:

Tabla 65: Valores de Gi y Ri en la evaluación del cuarto piso en dirección Y

N°	Item	Valor	Gi	Ri
1	Regularidad	a1	1	1
2	Relación Largo - Ancho	1.25	1	0.5
3	Contracción en planta	0.61	0.9	0.5
4	Atrio o patio interior	0.25	0.9	0.5
5	Excentricidad de Atrio	ne	-	-
6	Subterráneo	ne	-	-
7	Junta de Dilatación	ne	-	-
8	Uniformidad de altura de piso	1	1	0.5

Fuente: Elaboración propia

$$q_i = 0.9025$$

$$S_d = 0.9025$$

Cálculo del T:

Tabla 66: Resultados del índice T para diferentes causa y tipos de deterioro en la evaluación del cuarto piso en dirección Y

T1	=	El Edificio no presenta signos de deformación	=	1
T2	=	Grietas visibles en Columnas	=	0.9
T3	=	No ha experimentado incendio	=	1
T4	=	No se almacenan sustancias químicas	=	1
T5	=	Daño estructural ligero o no estructural	=	1

Fuente: Elaboración propia

$$T = 0.9$$

Valor de Is:

Tabla 67: Cálculo del Is para el cuarto piso en dirección Y

Is	=	0.3201
Eo	=	0.3940
SD	=	0.9025
T	=	0.9000

Fuente: Elaboración propia

Cálculo del Índice de Solicitación Iso:

$$I_{SO} = E_{SO} * Z * G * U$$

Tabla 68: Cálculo del índice de sollicitación para el cuarto piso en dirección Y

Eso	=	Resistencia Sísmica Requerida			
		Se Considera el factor de Reducción Sísmica			1/7.2
Z	=	Factor de Zona Sísmica	0.45	100%	1
G	=	Factor de influencia de condiciones Topográficas y geotécnicas			1
U	=	Factor de Uso de la Edificación			1.5

Fuente: Elaboración propia

Evaluación:

$$Iso = 0.2083 > 0.3201 \text{ seguro}$$

4.4. ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL DEL PABELLON D DE LA UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO, USANDO EL PROGRAMA COMPUTACIONAL ETABS 2016

4.4.1 NORMA UTILIZADA

Según la norma técnica peruana E.030 “Diseño Sismorresistente” del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). De acuerdo a esto y cumpliendo con la disposición, para el análisis dinámico lineal estipulado en dicha normativa se procedió al análisis con los parámetros estipulados en la norma vigente.

4.4.2. DESCRIPCIÓN

Para el pabellón D de la Universidad Privada Antenor Orrego se realizó el modelo matemático mediante el software ETABS 2016, el mismo que ayuda a la presentación de la estructura mediante un modelo tridimensional computacional, así mismo el análisis se lo realiza mediante el Método de los Elementos Finitos.

Los valores que se utilizan para la resistencia del concreto $f'c$ son aquellos que se obtuvieron mediante el ensayo de esclerometría, así como la encuesta realizada a los residentes de obra encargados de la construcción del Pabellón D. Obteniéndose Lo siguiente: Concreto: $F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

En la Tabla 69 se indica la información necesaria para el estudio de la estructura del pabellón D.

Tabla 69: Descripción de la Estructura del Pabellón D de la Universidad Privada Antenor Orrego

Estructura Principal del Pabellón D	
Número de Pisos	4
Altura de entre piso	3.50
Resistencia a la compresión del concreto (f'c)	210 kg/cm ²
Sistema Estructural	Pórticos de concreto Armado

Fuente: Elaboración propia

4.4.3. Cargas Consideradas

4.4.3.1. Carga viva

La carga viva de la estructura también es considerada como sobrecarga de uso, ya que el valor que se usa para el cálculo está en función de la ocupación a la que será destinada la edificación, este valor se encuentra conformado en función del peso de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, entre otras.

De acuerdo a lo que se presenta en vigencia en la Norma Técnica Peruana E.030 en la Tabla 70 se muestran las cargas vivas que se usaran en el modelo matemático de la estructura.

Tabla 70: Cargas vivas según su uso

Ocupación o Uso	Cargas Repartidas (ton/m ²)
Baños	0.30
Aulas	0.25
Talleres	0.35
Laboratorios	0.30
Corredores y Escalera	0.40
Oficinas	0.25
Techo	0.10

Fuente: Elaboración propia

4.4.3.2. Carga Muerta por Peso Propio de la Estructura

El programa ETABS 2016. Se encarga del cálculo del valor de la carga permanente por el peso propio de la estructura del pabellón D de la Universidad Privada Antenor Orrego. Esta información se encuentra ligada al peso de los elementos de la estructura como son: columnas, vigas, losas, nervios.

El peso específico del concreto es de 2.4 ton/m^3 .

4.4.3.3. Carga Muerta Permanente

Se considera carga muerta permanente a los pesos constituidos por todos los elementos estructurales que actúan constantemente en la estructura, elementos como: acabados.

En la Tabla 71 se indica los elementos que se usaron para el cálculo de la carga muerta permanente de la estructura del Pabellón D de la Universidad Privada Antenor Orrego

Tabla 71: Carga Muerta Permanente

Ocupación o Uso	Cargas Repartidas (ton/m ²)
Acabados	0.10

Fuente: Elaboración propia

Nota: La carga de muros fueron aplicadas sobre las vigas como cargas distribuidas para lo cual fue necesario los siguientes datos:

- Peso unitario
- Altura de muro
- Espesor

Tabla 72: Cargas distribuidas para las diferentes alturas de muro

Peso unitario	1900	kg/m ³
Espesor	0.15	m
Atura	1.1	m
Carga Distribuida	313.5	kg/m
Carga Distribuida	0.3135	ton/m

Peso unitario	1900	kg/m ³
Espesor	0.15	m
Atura	2.5	m
Carga Distribuida	712.5	kg/m
Carga Distribuida	0.7125	ton/m

Peso unitario	1900	kg/m ³
Espesor	0.15	m
Atura	1.2	m
Carga Distribuida	342	kg/m
Carga Distribuida	0.342	ton/m

Peso unitario	1900	kg/m ³
Espesor	0.15	m
Atura	0.5	m
Carga Distribuida	142.5	kg/m
Carga Distribuida	0.1425	ton/m

Peso unitario	1900	kg/m ³
Espesor	0.15	m
Atura	2	m
Carga Distribuida	570	kg/m
Carga Distribuida	0.57	ton/m

Peso unitario	1900	kg/m ³
Espesor	0.15	m
Atura	2	m
Carga Distribuida	570	kg/m
Carga Distribuida	0.57	ton/m

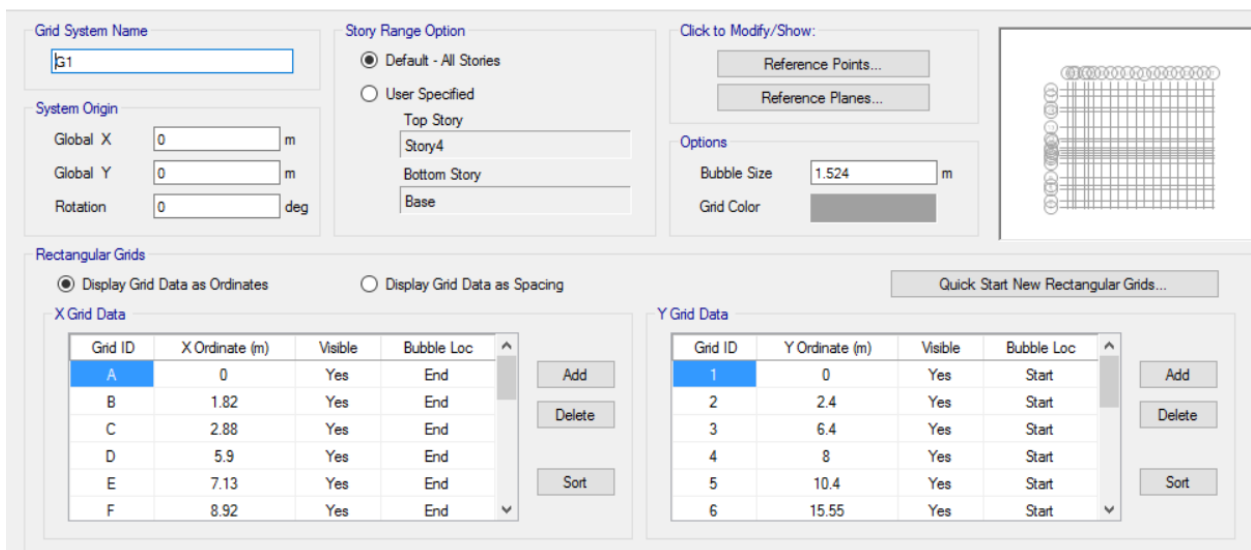
Fuente: Elaboración propia

4.4.4. Modelado de la Estructura con el Programa ETABS 2016

4.4.4.1. Parámetros Generales Para el modelo

Lo primero en definir será la retícula en tres dimensiones respetando las alturas de las plantas y los espacios entre ejes en las dos direcciones (Figura 21). Esta retícula sirve como referencia cuando se requiera dibujar a los elementos estructurales, es decir, es la creación de un espacio de trabajo.

Figura 21: Definición de distancias entre ejes para retículas



Fuente: Elaboración propia

Figura 22: Altura de pisos de la edificación

Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color
Story4	3.5	14	No	None	No	0	Yellow
Story3	3.5	10.5	No	Story1	No	0	Blue
Story2	3.5	7	No	Story1	No	0	Cyan
Story1	3.5	3.5	Yes	None	No	0	Magenta
Base		0					

Note: Right Click on Grid for Options

Refresh View

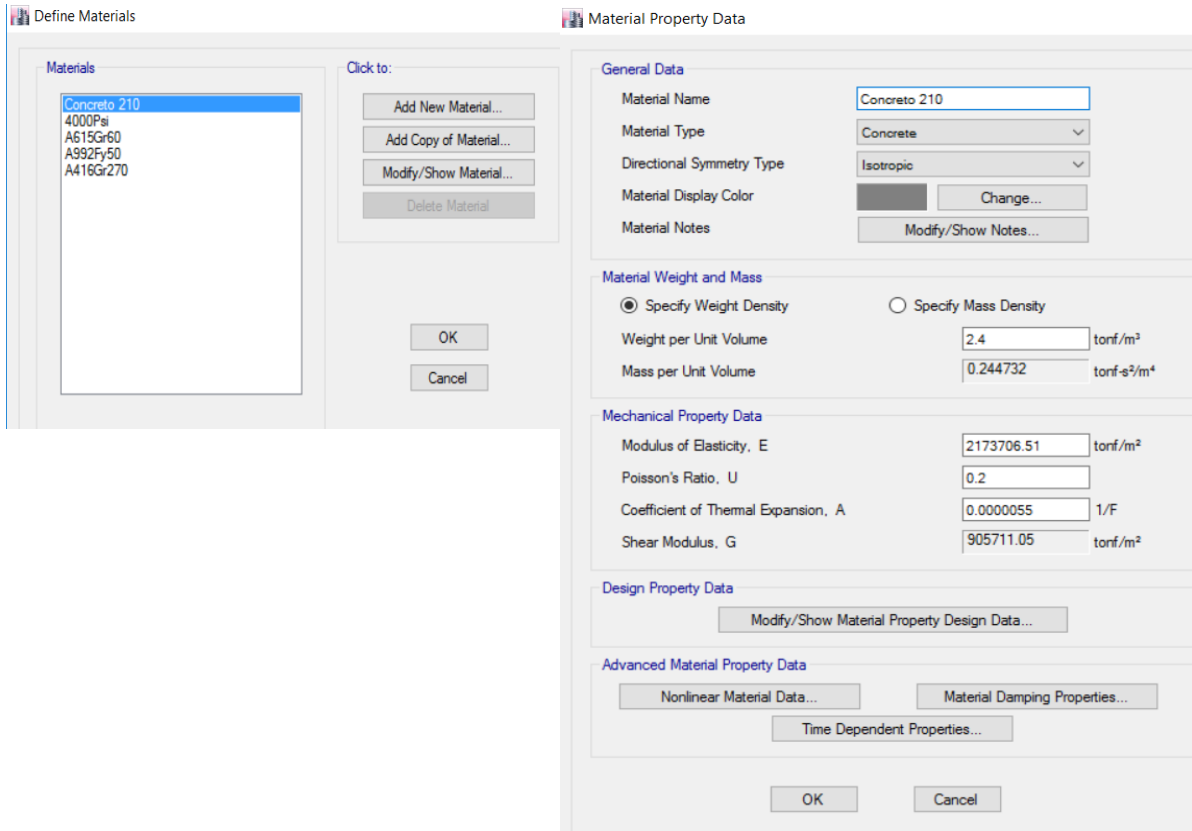
OK Cancel

Elaborado por: Fuente Propia

4.4.4.2. Definición de las propiedades de los materiales

Conforme a la información que se tiene de la entrevista, así como también del ensayo de esclerometría, la estructura fue diseñada con un concreto $F'c=210 \text{ kg/cm}^2$; por lo que se procede a crear un material con estas características en el programa

Figura 23 Definición de los materiales

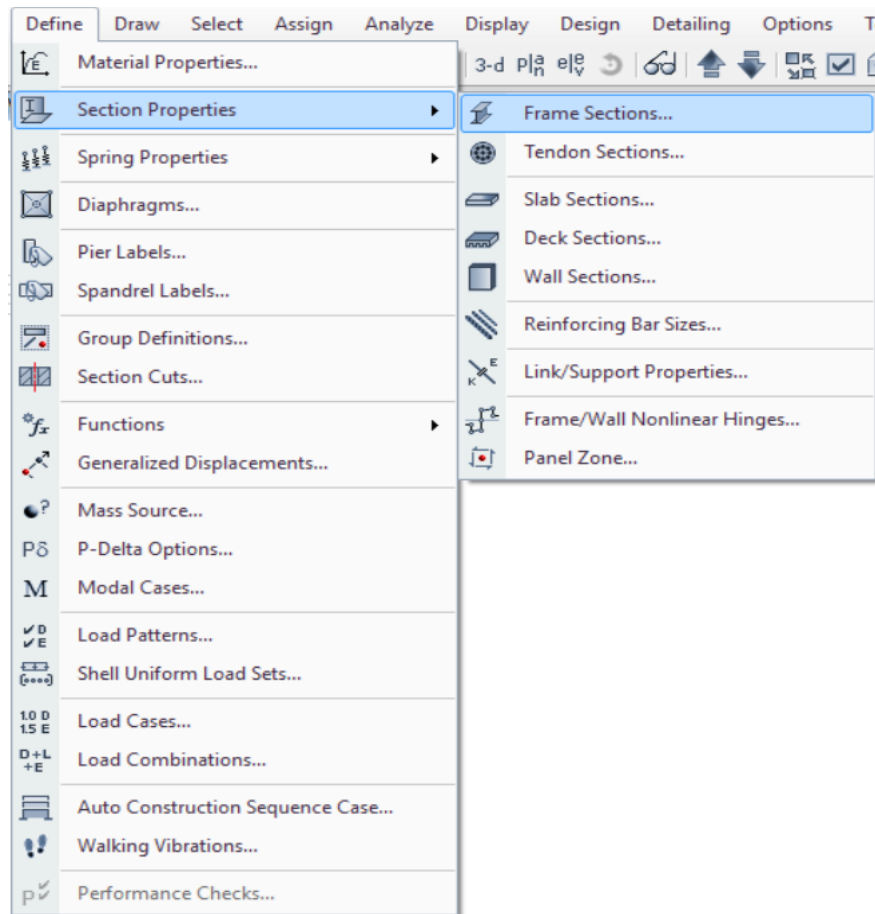


Elaborado por: Fuente Propia

4.4.4.3. Definir las propiedades de los elementos (Vigas, Columnas, Losa aligerada y Losa maciza).

Para proceder con este paso nos dirigimos a la opción *Define – Section Properties* y para el caso de vigas y columnas iremos a *Frame Sections* y para el caso de losa aligerada y maciza iremos a *Slab Sections*. El programa generara en una ventana y en la *opción Add New Property* se procede a crear las diferentes secciones y sus características que posee cada elemento de la estructura.

Figura 24. Definición de secciones para los elementos Vigas y columnas



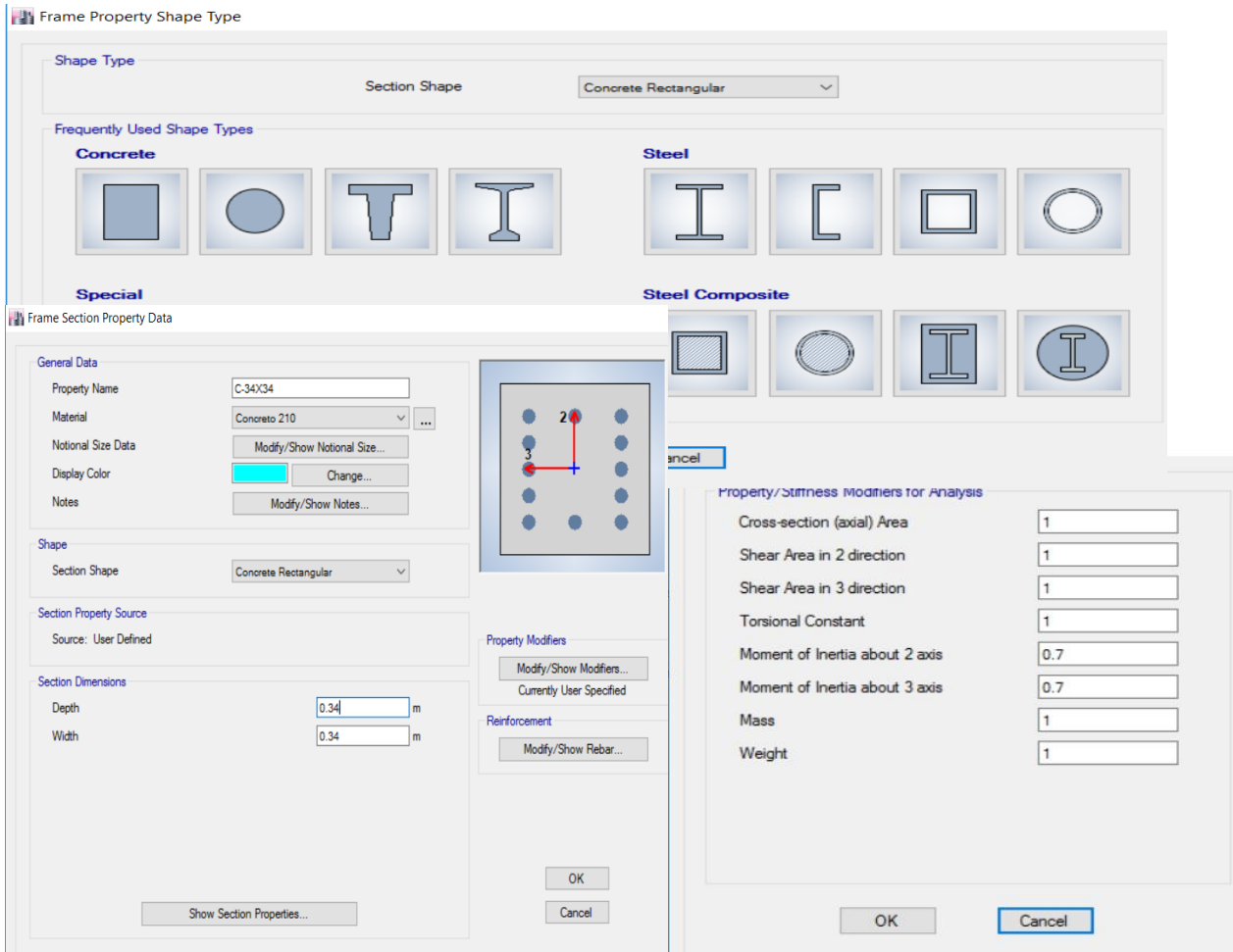
Elaborado por: Fuente Propia

Luego nos aparece la ventana *Frame Property Shape Type* en la que podemos seleccionar el material y la sección.

Las secciones encontradas en la edificación tanto como para vigas y columnas son rectangulares.

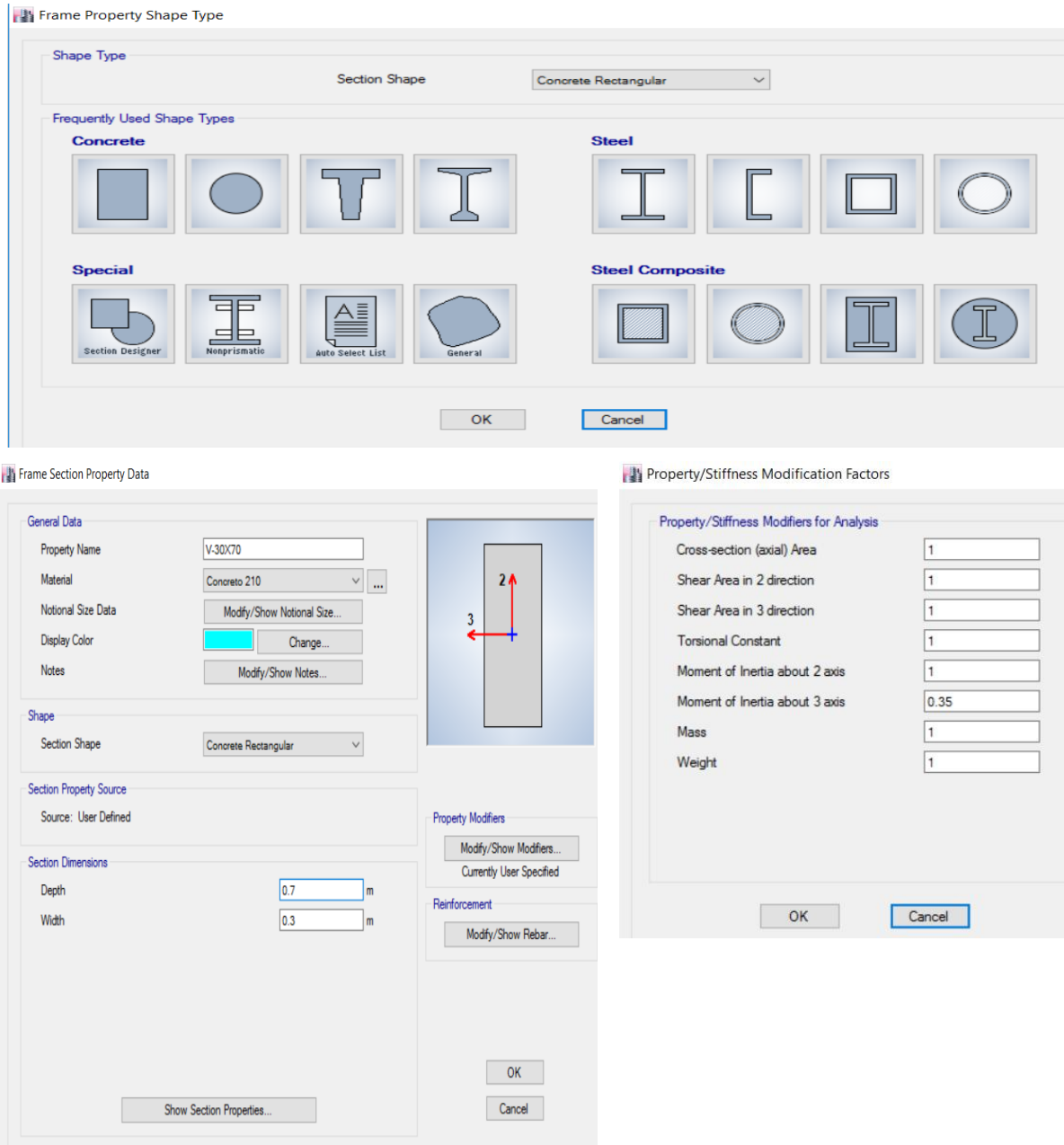
También tomamos en cuenta el Factor de fisuramiento colocado a vigas y columnas en la opción *Modify/Show Modifiers* de la ventana *Frame Section Property Data*. Para los cuales tomamos los valores del ACI 318-14 en el Capítulo VI – Análisis estructural.

Figura 25 Definición de material, sección y características de las Columnas



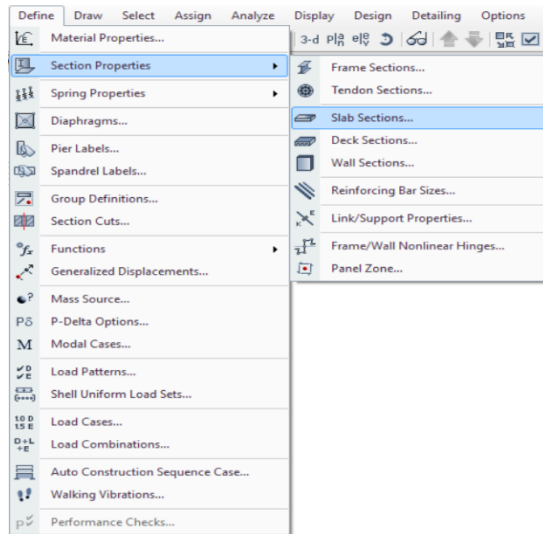
Elaborado por: Fuente Propia

Figura 26: Definición de material, sección y características de las Vigas



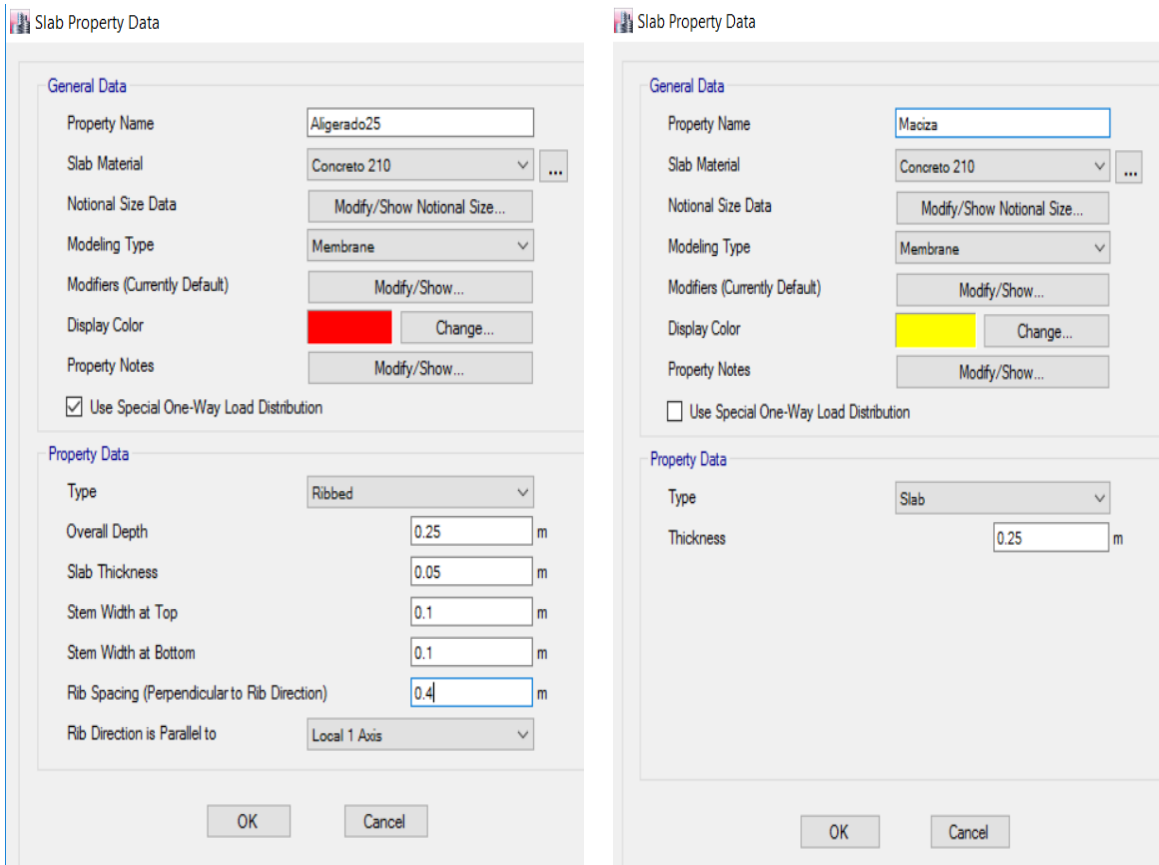
Elaborado por: Fuente Propia

Figura 27: Definición de secciones para las losas aligeradas y macizas



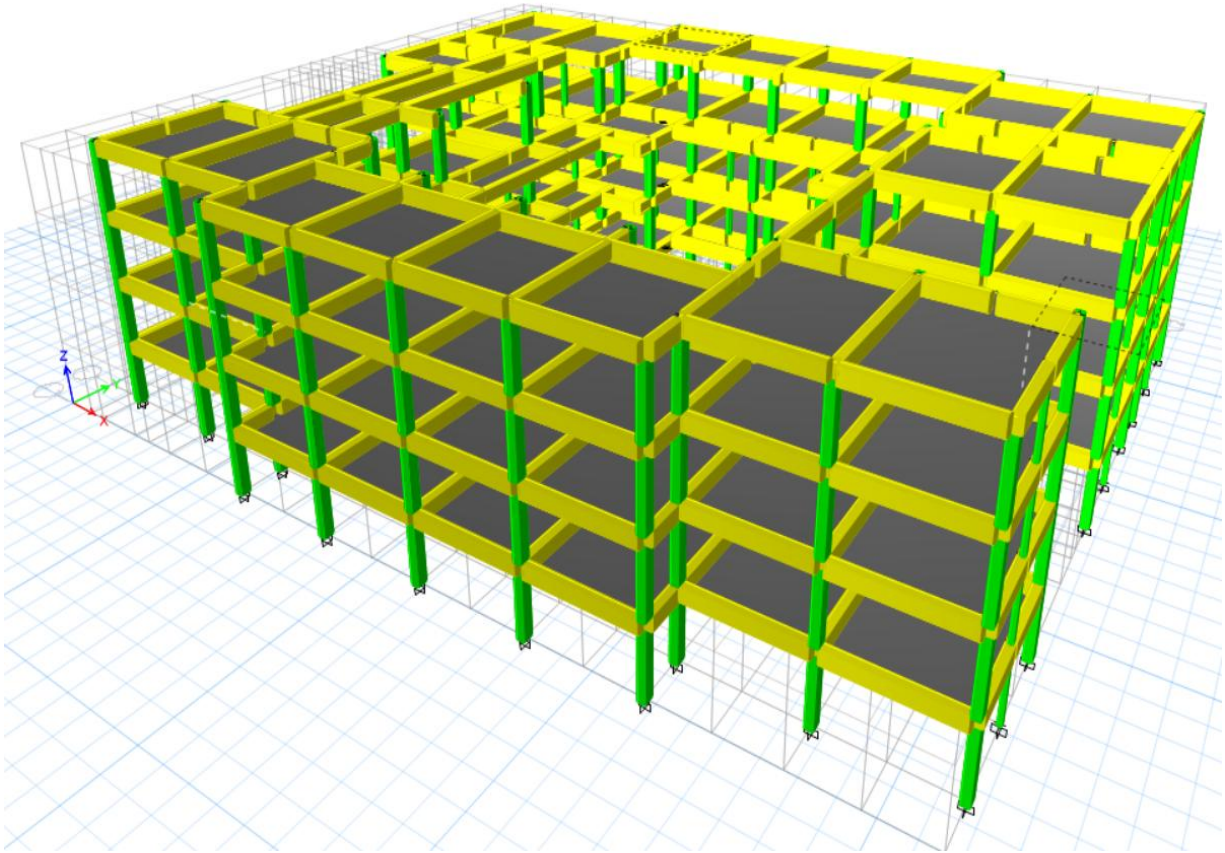
Elaborado por: Fuente Propia

Figura 28: Definición de material, sección y características de la losa aligerada y maciza



Elaborado por: Fuente Propia

Figura 29: Vista de todos los elementos del Pabellon D en el programa ETABS 2016



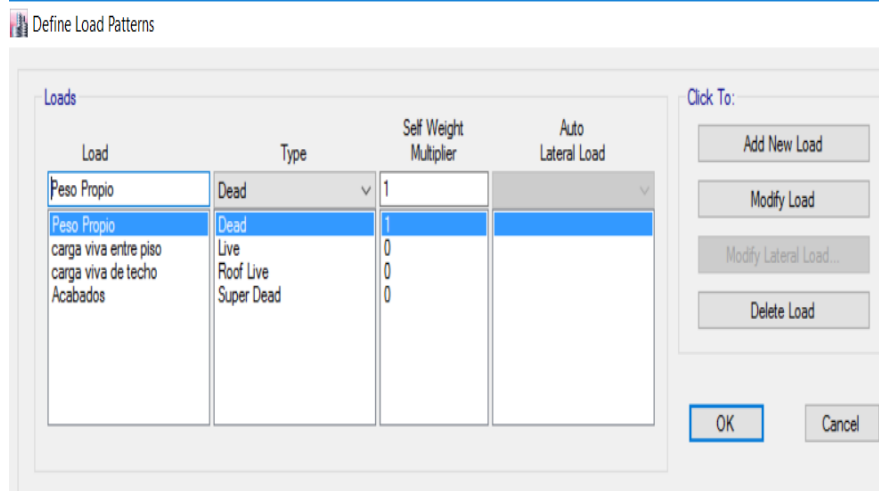
Elaborado por: Fuente Propia

4.4.5. Definición de cargas

Para la definición de cargas se sigue el procedimiento **Define – Load Patterns** en el programa genera una ventana donde se procede a definir el nombre y tipo de carga.

Las cargas que se usan en el modelo son: Peso Propio, Carga Viva de Entre Piso, Carga Viva de Techo y Acabados.

Figura 30: Generación de cargas en el modelo matemático

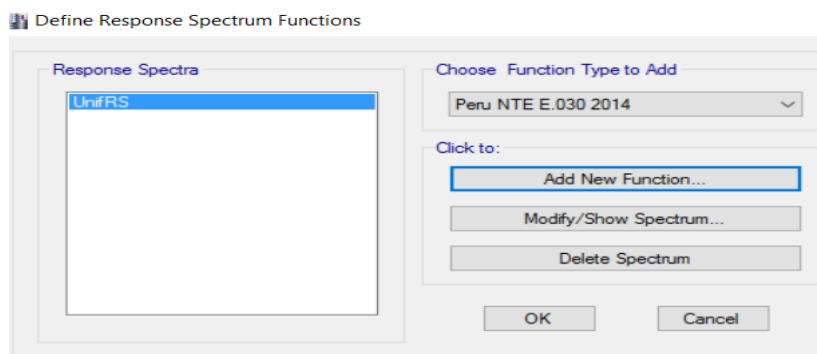


Elaborado por: Fuente Propia

4.4.6. Definición del Espectro de diseño

Procedemos a dirigirnos a **Define – Functions – Response Spectrum**, Luego se despliega una ventana que nos ayudara con la creación del espectro de diseño de acuerdo a las características que se encuentra en la estructura, seleccionamos la opción **NTE E.030 2014** y damos click en la opción **Add New Function**.

Figura 31: Menú para la Definición de un Espectro de Diseño



Fuente: Elaboración propia

Para realizar el espectro de diseño de acuerdo a lo especificado se usa los parámetros que indica la Norma Técnica Peruana E.030 “Diseño Sismorresistente”.

A continuación, se indican los valores para la determinación del Espectro de diseño de la estructura.

Zonificación

Zona: 4 $Z = 0.45$

Parámetros de Sitio

Perfil tipo: S1 $S = 1$

$T_P = 0.4$

$T_L = 2.5$

Categoría del Edificio

Categoría: Esencial A $U = 1.50$

Coefficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas

Concreto Armado: Pórticos $R_0 = 8$

Factores de Irregularidad

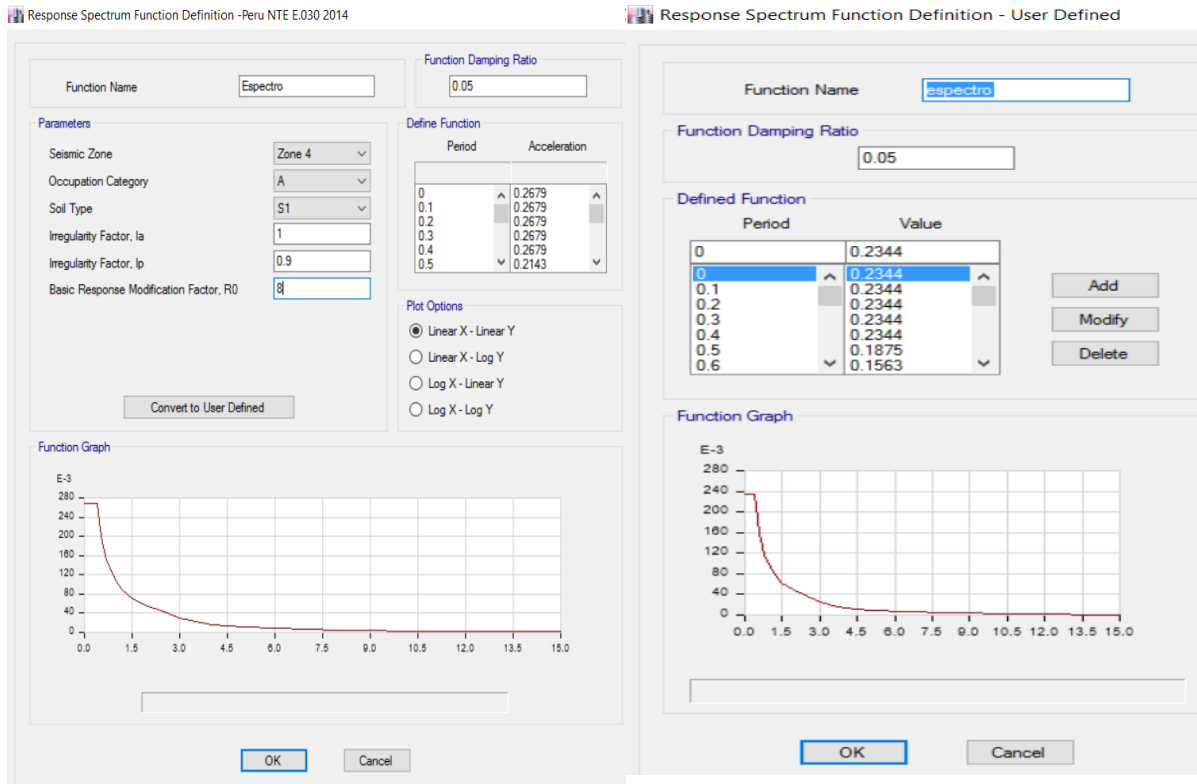
Irregularidad en Altura (Ia): Regular $I_a = 1$

Irregularidad en planta (Ip): Esquinas Entrantes $I_p = 0.9$

Coefficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas

$$R = R_0 \times I_a \times I_p = 7.2$$

Figura 32: Espectro de Diseño Para el Modelo Matemático



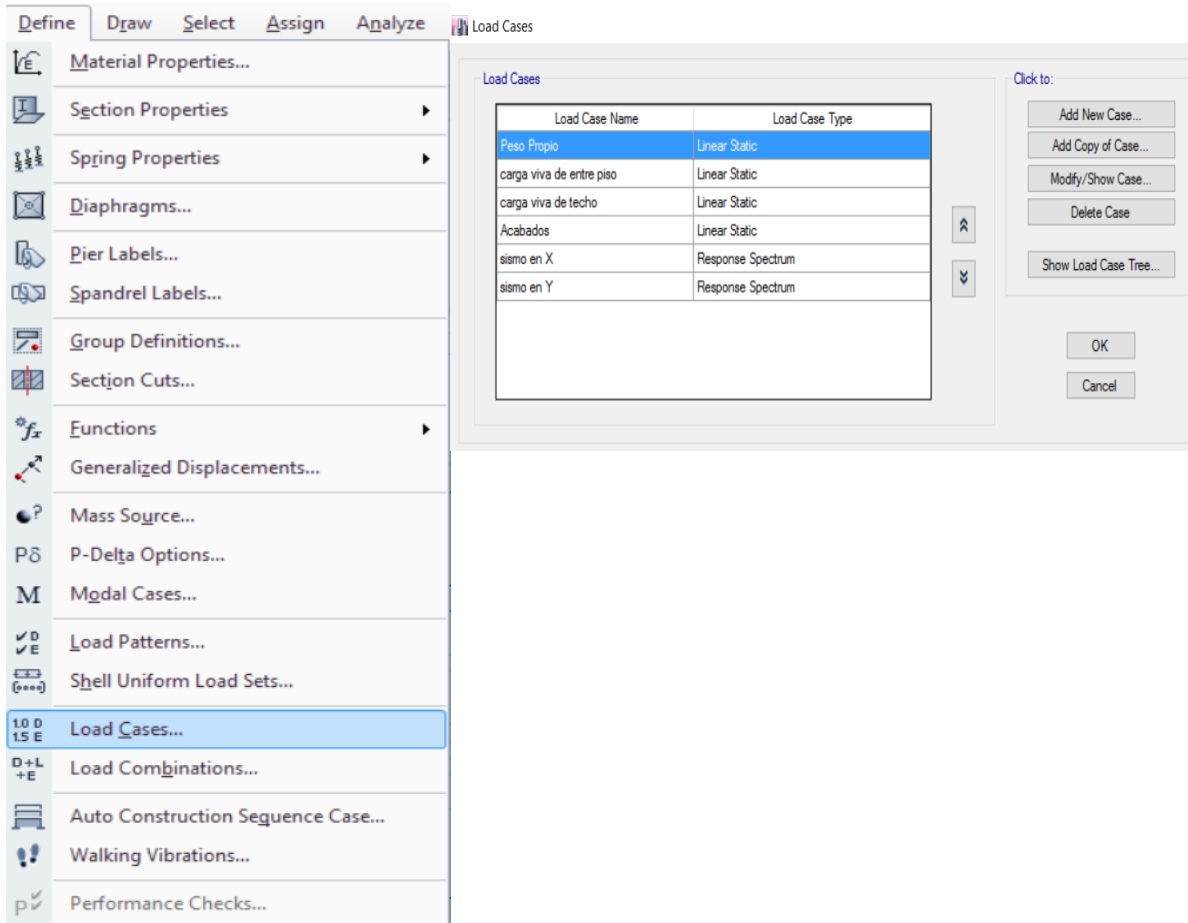
Elaborado por: Fuente Propia

4.4.7. Definición de los casos de carga

Cuando realizamos la modelación de una estructura en el programa ETABS 2016 es importante definir los casos de carga que se usaran en el análisis, para lo cual nos dirigimos al menú **Define – Load Case** aparece una ventana que nos permite crear o modificar distintos casos de carga.

En esta ventana elegimos la opción **Add new Load Case** para seguir definiendo los diferentes casos de carga a emplearse en el modelo matemático.

Figura 33: Menú para definir los casos de carga



Elaborado por: Fuente Propia

Para las fuerzas sísmicas, es necesario indicar el espectro de respuesta previamente definido, la dirección y el factor de escala asociado con la gravedad. El programa permite introducir automáticamente una excentricidad en los diafragmas lo que facilita el modelado. Al definir las cargas por sismo y señalar que se desea un análisis modal, ETABS sigue los lineamientos de la Norma Técnica Peruana E.030.

Figura 34: Definición de carga sísmica en X

Load Case Data

General

Load Case Name: Design...
Load Case Type: Response Spectrum Notes...
Exclude Objects in this Group: Not Applicable
Mass Source: Previous (fuente masa)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	espectro	9.8067
Acceleration	U2	espectro	2.942

Add
Delete
 Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal
Modal Combination Method: CQC
 Include Rigid Response
Rigid Frequency, f1:
Rigid Frequency, f2:
Periodic + Rigid Type:
Earthquake Duration, td:
Directional Combination Type: CQC3
Absolute Directional Combination Scale Factor:
Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...
Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms Modify/Show...

OK Cancel

Elaborado por: Fuente Propia

Figura 35: Definición de carga sísmica en Y

Load Case Data

General

Load Case Name: sismo en Y [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (fuente masa)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	espectro	9.8067
Acceleration	U1	espectro	2.942

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: CQC3

Absolute Directional Combination Scale Factor: []

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Elaborado por: Fuente Propia

El valor del seno en X y Y fue amplificado para lograr cumplir con la fuerza cortante mínima quedando los valores de la siguiente tabla:

Figura 36: Definición de carga sísmica en X amplificada

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:**
 - Load Case Name: Sismo en X
 - Load Case Type: Response Spectrum
 - Exclude Objects in this Group: Not Applicable
 - Mass Source: Previous (fuente masa)
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	espectro	26.6077
Acceleration	U2	espectro	7.9823
- Other Parameters:**
 - Modal Load Case: Modal
 - Modal Combination Method: CQC
 - Include Rigid Response
 - Rigid Frequency, f1: []
 - Rigid Frequency, f2: []
 - Periodic + Rigid Type: []
 - Earthquake Duration, td: []
 - Directional Combination Type: CQC3
 - Absolute Directional Combination Scale Factor: []
 - Modal Damping: Constant at 0.05
 - Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms

Fuente: Elaboración propia

Figura 37: Definición de carga sísmica en Y amplificada

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:**
 - Load Case Name: Sismo en Y
 - Load Case Type: Response Spectrum
 - Exclude Objects in this Group: Not Applicable
 - Mass Source: Previous (fuente masa)
- Loads Applied:**

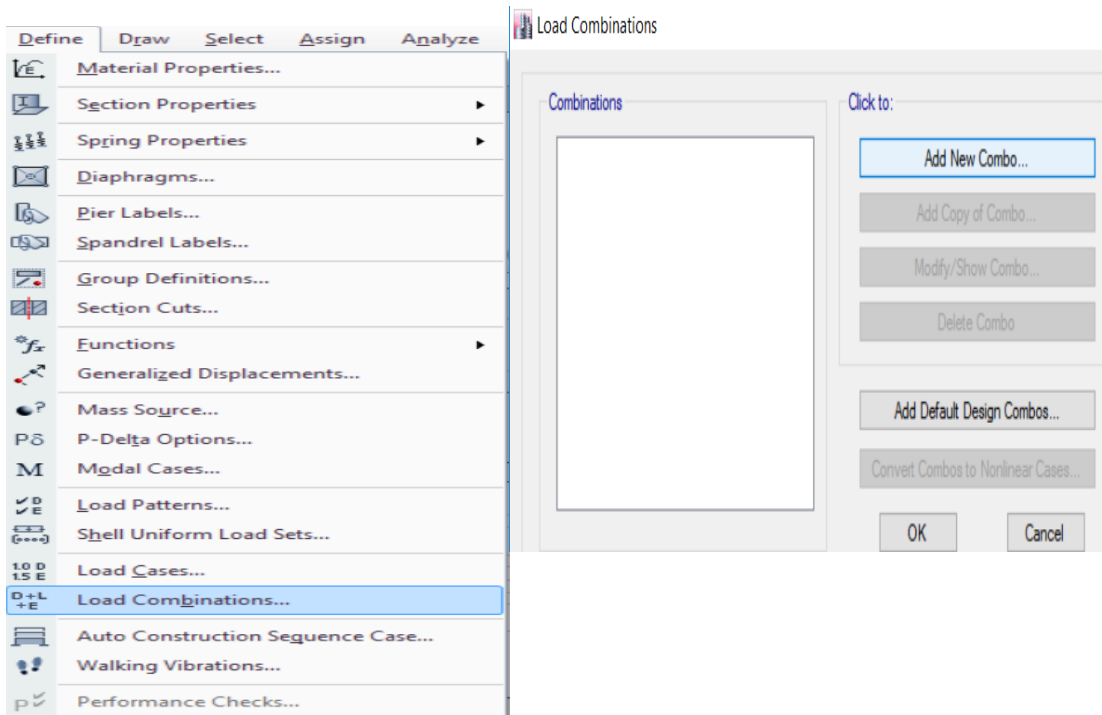
Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	espectro	21.9182
Acceleration	U1	espectro	6.5754
- Other Parameters:**
 - Modal Load Case: Modal
 - Modal Combination Method: CQC
 - Include Rigid Response
 - Rigid Frequency, f1: []
 - Rigid Frequency, f2: []
 - Periodic + Rigid Type: []
 - Earthquake Duration, td: []
 - Directional Combination Type: CQC3
 - Absolute Directional Combination Scale Factor: []
 - Modal Damping: Constant at 0.05
 - Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms

Fuente: Elaboración propia

4.4.8. Definición de las combinaciones de cargas

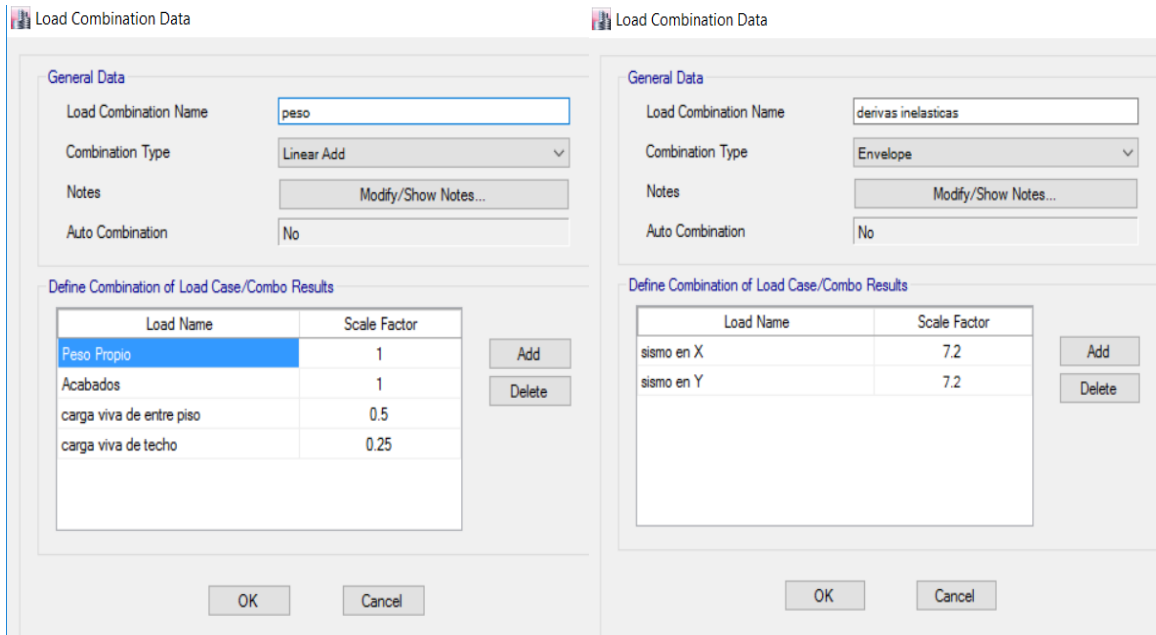
Siguiendo el proceso es necesario definir las combinaciones de carga que se deben analizar de acuerdo a lo que se indica en la norma. Para ello nos dirigimos al menú **Define – Load Combinations** aparece una ventana que nos permite la creación de nuevos combos escogiendo la opción **Add New Combo**.

Figura 38: Menú para definir los combos para el análisis



Elaborado por: Fuente Propia

Figura 39: Definición de combinación de carga



Fuente: Elaboración propia

Elaborado por: Fuente Propia

4.4.9. Definir el conjunto de cargas uniformes

El programa ETABS 2016 nos permite generar conjuntos de cargas de acuerdo a cierto ambiente de la estructura, Para nuestra edificación se consideró los siguientes ambientes: Aulas, Baños, Corredor con losa Maciza, corredores, Laboratorio de computo, Oficina, Taller de arquitectura y techo.

Para las cargas vivas de entre piso nos basamos en lo indicado en la Norma Técnica Peruana E.020 Cargas en la tabla 1 Cargas Vivas Mínimas Repartidas.

Figura 40: Cargas mínimas repartidas

TABLA 1 CARGAS VIVAS MÍNIMAS REPARTIDAS	
OCUPACIÓN O USO	CARGAS REPARTIDAS kPa (kgf/m ²)
Almacenaje	5,0 (500) Ver 6.4
Baños	Igual a la carga principal del resto del área, sin que sea necesario que exceda de 3,0 (300)
Bibliotecas	Ver 6.4
Salas de lectura	3,0 (300)
Salas de almacenaje con estantes fijos (no apilables)	7,5 (750)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Centros de Educación	
Aulas	2,5 (250)
Talleres	3,5 (350) Ver 6.4
Auditorios, gimnasios, etc.	De acuerdo a lugares de asamblea
Laboratorios	3,0 (300) Ver 6.4
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Garajes	
Para parqueo exclusivo de vehículos de pasajeros, con altura de entrada menor que 2,40 m	2,5 (250)
Para otros vehículos	Ver 9.3
Hospitales	
Salas de operación, laboratorios y zonas de servicio	3,0 (300)
Cuartos	2,0 (200)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Hoteles	
Cuartos	2,0 (200)
Salas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Almacenaje y servicios	5,0 (500)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Industria	Ver 6.4
Instituciones Penales	
Celdas y zona de habitación	2,0 (200)
Zonas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Lugares de Asamblea	
Con asientos fijos	3,0 (300)
Con asientos móviles	4,0 (400)
Salones de baile, restaurantes, museos, gimnasios y vestíbulos de teatros y cines.	4,0 (400)
Graderías y tribunas	5,0 (500)
Corredores y escaleras	5,0 (500)
Oficinas (*)	
Exceptuando salas de archivo y computación	2,5 (250)
Salas de archivo	5,0 (500)
Salas de computación	2,5 (250) Ver 6.4
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Teatros	
Vestidores	2,0 (200)
Cuarto de proyección	3,0 (300) Ver 6.4
Escenario	7,5 (750)
Zonas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Tiendas	5,0 (500) Ver 6.4
Corredores y escaleras	5,0 (500)
Viviendas	
Corredores y escaleras	2,0 (200)

(*) Estas cargas no incluyen la posible tabiquería móvil

6.2. Carga Viva Concentrada

a) Los pisos y techos que soporten cualquier tipo de maquinaria u otras cargas vivas concentradas en exceso de 5,0 kN (500 kgf) (incluido el peso de los apoyos o bases), serán diseñados para poder soportar tal peso como una carga concentrada o como grupo de cargas concentradas.

b) Cuando exista una carga viva concentrada, se puede omitir la carga viva repartida en la zona ocupada por la carga concentrada.

6.3. Tabiquería Móvil

El peso de los tabiques móviles se incluirá como carga viva equivalente uniformemente repartida por metro cuadrado, con un mínimo de 0,50 kPa (50 kgf/m²), para divisiones livianas móviles de media altura y de 1,0 kPa (100 kgf/m²) para divisiones livianas móviles de altura completa.

Cuando en el diseño se contemple tabiquerías móviles, deberá colocarse una nota al respecto, tanto en los planos de arquitectura como en los de estructuras.

6.4. Conformidad

Para determinar si la magnitud de la carga viva real es conforme con la carga viva mínima repartida, se hará una aproximación de la carga viva repartida real promediando la carga total que en efecto se aplica sobre una región rectangular representativa de 15 m² que no tenga ningún lado menor que 3,00 m.

Artículo 7.- CARGA VIVA DEL TECHO

Se diseñarán los techos y las marquesinas tomando en cuenta las cargas vivas, las de sismo, viento y otras prescritas a continuación.

7.1. Carga Viva.- Las cargas vivas mínimas serán las siguientes:

a) Para los techos con una inclinación hasta de 3° con respecto a la horizontal, 1,0 kPa (100 kgf/m²).

b) Para techos con inclinación mayor de 3°, con respecto a la horizontal 1,0 kPa (100 kgf/m²) reducida en 0,05 kPa (5 kgf/m²) por cada grado de pendiente por encima de 3°, hasta un mínimo de 0,50 kPa (50 kgf/m²).

c) Para techos curvos, 0,50 kPa (50 kgf/m²).

d) Para techos con coberturas livianas de planchas onduladas o plegadas, calaminas, fibrocemento, material plástico, etc., cualquiera sea su pendiente, 0,30 kPa (30 kgf/m²), excepto cuando en el techo pueda haber acumulación de nieve, en cuyo caso se aplicará lo indicado en el Artículo 11.

e) Cuando se trate de malecones o terrazas, se aplicará la carga viva correspondiente a su uso particular, según se indica en la Tabla 1.

f) Cuando los techos tengan jardines, la carga viva mínima de diseño de las porciones con jardín será de 1,0 kPa (100 kgf/m²). Excepto cuando los jardines puedan ser de uso común o público, en cuyo caso la carga viva de diseño será de 4,0 kPa (400 kgf/m²).

El peso de los materiales del jardín será considerado como carga muerta y se hará este cómputo sobre la base de tierra saturada.

Las zonas adyacentes a las porciones con jardín serán consideradas como áreas de asamblea, a no ser que haya disposiciones específicas permanentes que impidan su uso.

g) Cuando se coloque algún anuncio o equipo en un techo, el diseño tomará en cuenta todas las acciones que dicho anuncio o equipo ocasione.

Artículo 8.- CARGA VIVA PARA ACERAS, PISTAS, BARANDAS, PARAPETOS Y COLUMNAS EN ZONAS DE ESTACIONAMIENTO

8.1. Aceras y Pistas

a) Todas las aceras y pistas o porciones de las mismas que no se apoyen sobre el suelo se diseñarán para una carga viva mínima repartida de 5,0 kPa (500 kgf/m²).

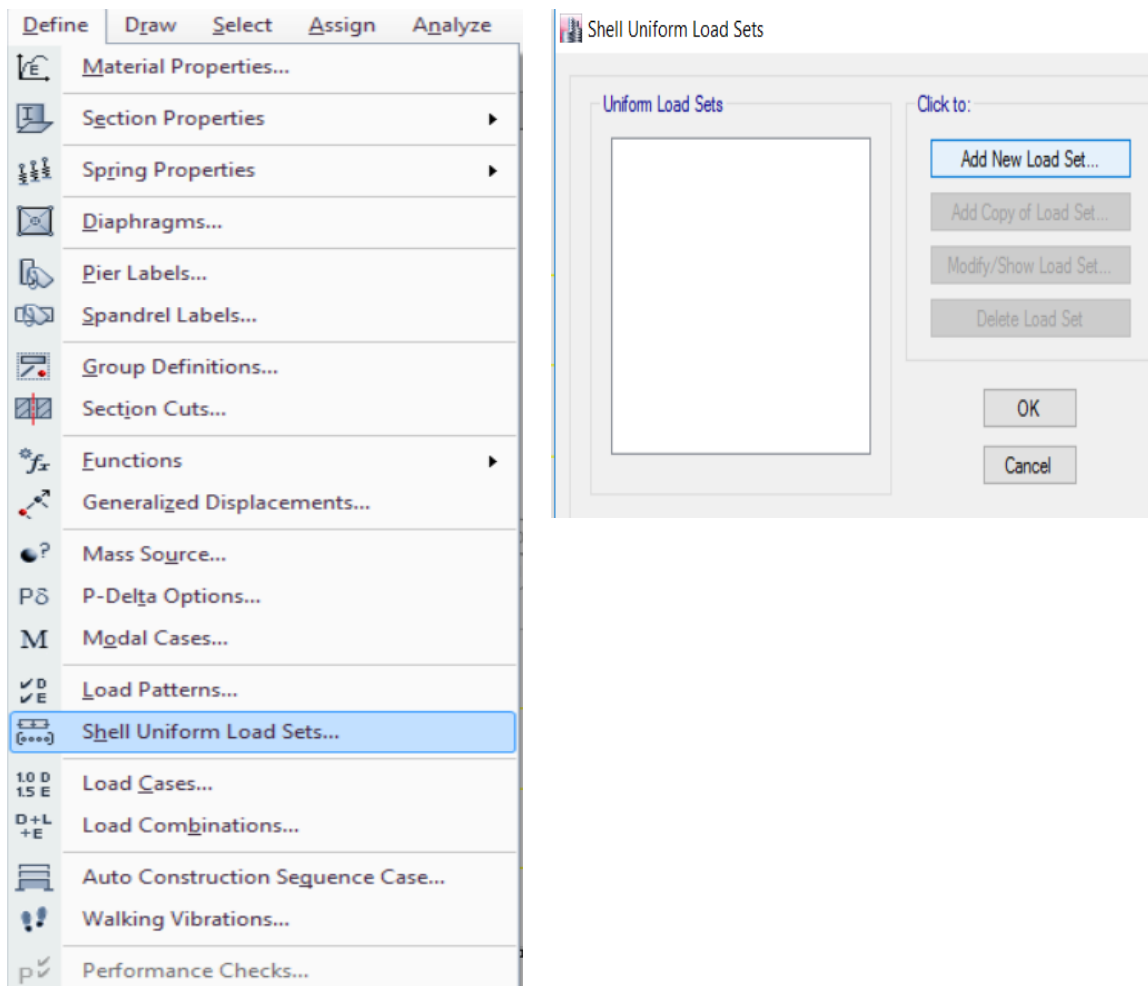
Cuando estén sujetas a la carga de rueda de camiones, intencional o accidental, se diseñarán tales tramos de aceras o pistas para la carga vehicular máxima que se pueda imponer. Ver 9.3.

b) Los registros de inspección, las tapas de registro y las rejillas, serán diseñados para las cargas prescritas en el inciso anterior.

Elaborado por: NTE 0.30.

El procedimiento en el programa ETABS 2016 fue dirigirnos al menú *Define – Shell uniform Load Set Data*, luego nos aparece una ventana en la cual debemos dirigirnos a *Add New load set*.

Figura 41: Menú para crear conjuntos de carga



Elaborado por: Fuente Propia

La carga colocada en Load Pattern es producto de la tabla 1 de la NTE 0.20 para el ambiente correspondiente. También tomamos en consideración en Load Pattern la carga de acabados que es de 100 kg/m^2 le hemos adicionado el resultado de la resta entre el peso propio de una losa aligerada en una dirección de 25cm que es 350 kg/m^2 según la NTE 0.20 menos el concreto adherido en la losa y viguetas para que así solo nos quede el peso del ladrillo al cual le añadiremos el peso de

acabados y el resultado será el que vaya en el Load Pattern de Acabados. Haremos esto para todos los ambientes de la edificación.

Concreto en losa

$$1\text{m} \times 1\text{m} \times 0.05\text{m} = 0.05 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

Concreto en Viguetas

$$\text{Cantidad de Viguetas} = \frac{1\text{m}}{(0.10+0.30)} = 2.5 \dots \text{Considerando la figura 42}$$

$$2.5 \times 0.10\text{m} \times 0.20\text{m} \times 1\text{m} = 0.05 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

Entonces si sumamos el concreto de la losa con el de las viguetas obtenemos:

$$0.05 \text{ m}^3/\text{m}^2 + 0.05 \text{ m}^3/\text{m}^2 = 0.1 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

Entonces nos quedaría:

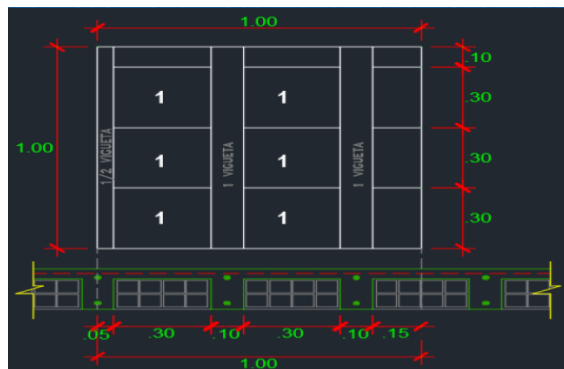
$$0.10 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times 2.4 \text{ Ton}/\text{m}^3 = 0.24 \text{ Ton}/\text{m}^2$$

Finalmente restamos el peso Total de una losa aligerada de 25 cm de espesor que según la NTE.020 es de 0.35 ton/ m² y obtendremos el peso del ladrillo que sumado al peso de acabados nos da nuestro peso final.

$$0.35 \text{ Ton}/\text{m}^2 - 0.24 \text{ Ton}/\text{m}^2 = 0.11 \text{ Ton}/\text{m}^2$$

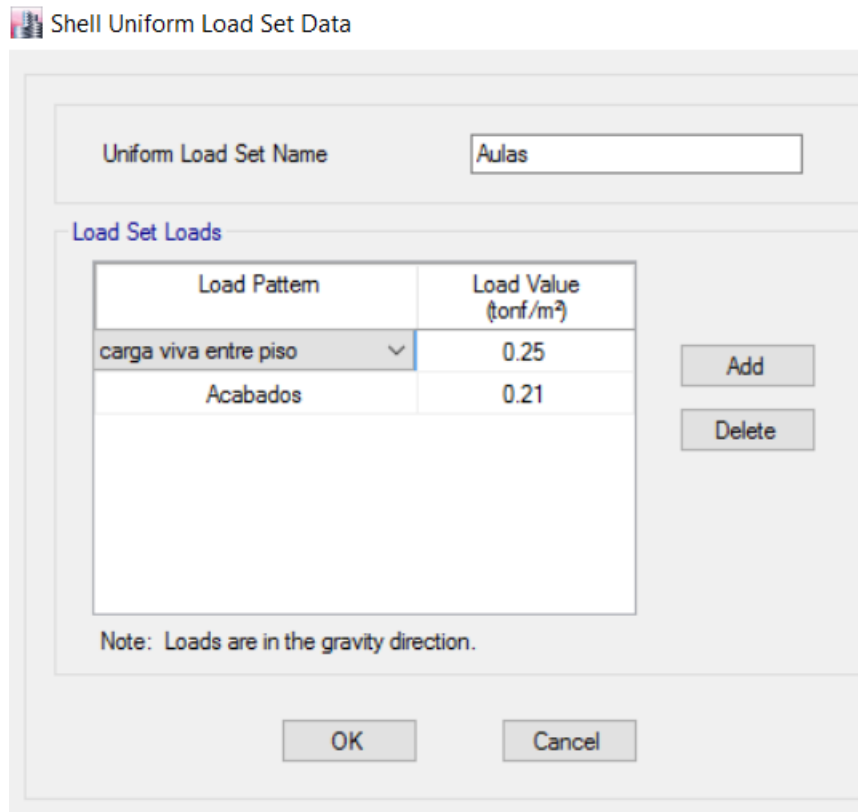
$$0.11 \text{ Ton}/\text{m}^2 + 0.10 \text{ Ton}/\text{m}^2 = 0.21 \text{ Ton}/\text{m}^2$$

Figura 42: Disposición de ladrillos y viguetas



Fuente: Metrados y presupuestos(Capeco)

Figura 43: Asignación de cargas al ambiente

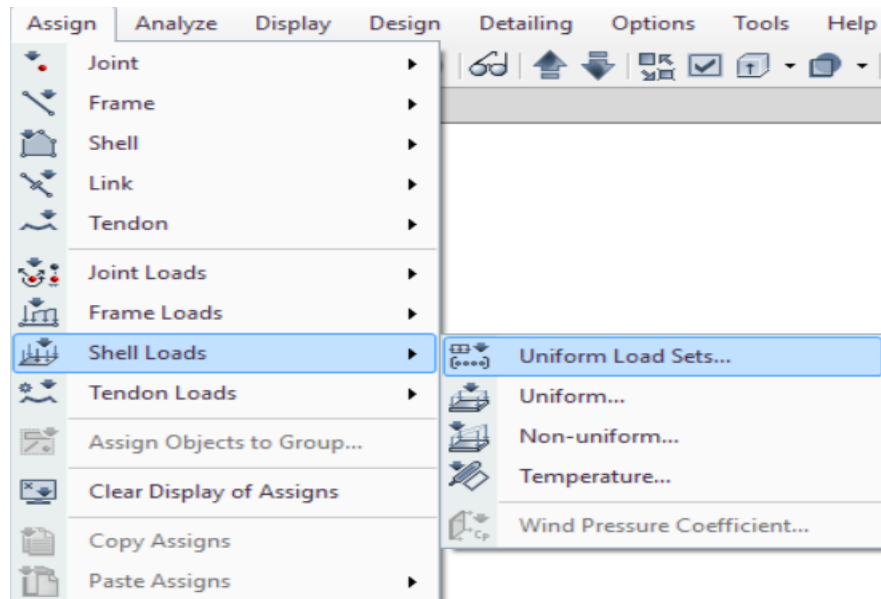


Fuente: Elaboración propia

4.4.10. Asignar cargas a la Estructura

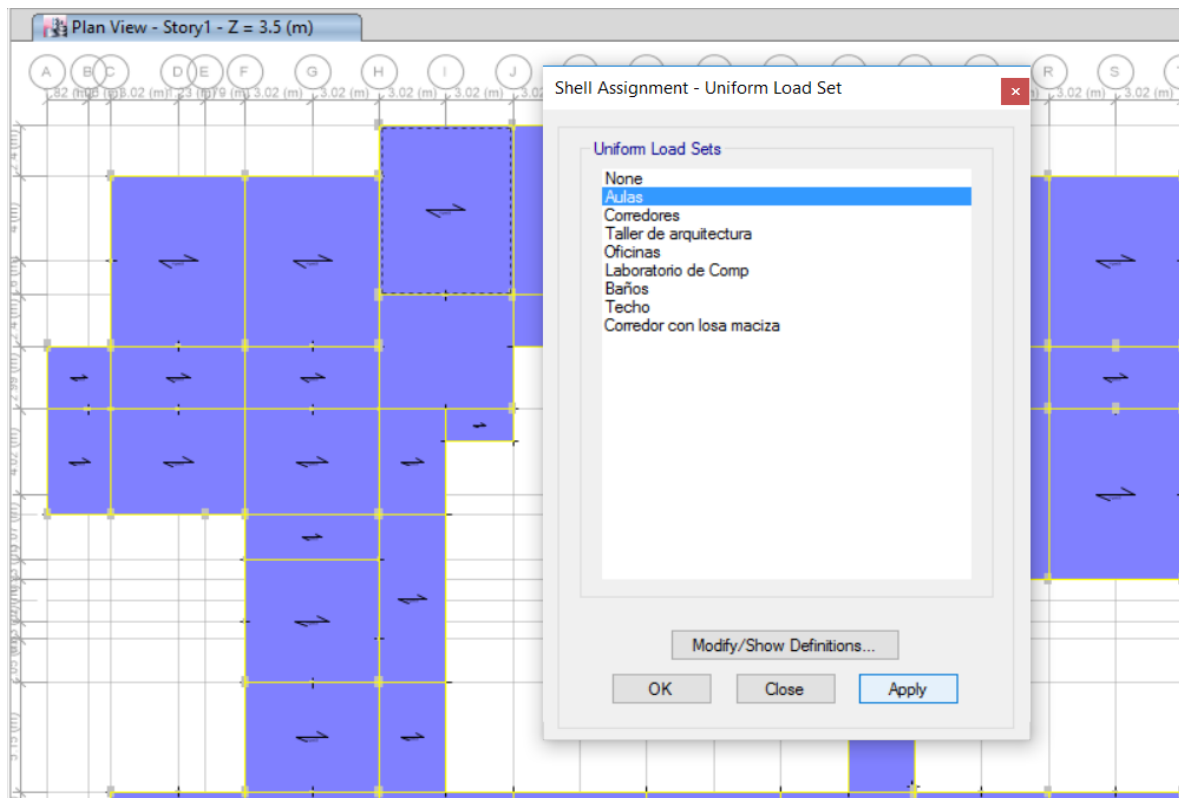
Ahora asignaremos las cargas creadas a la estructura según el ambiente que le corresponda para eso primero seleccionamos el área del ambiente al que le colocaremos la carga uniforme Luego nos vamos a *Assign – Shell Loads – Uniform Load Set*, elegiremos el ambiente y le daremos click en aplicar y luego en ok.

Figura 44: Menú para asignar las cargas uniformes según el ambiente



Elaborado por: Fuente Propia

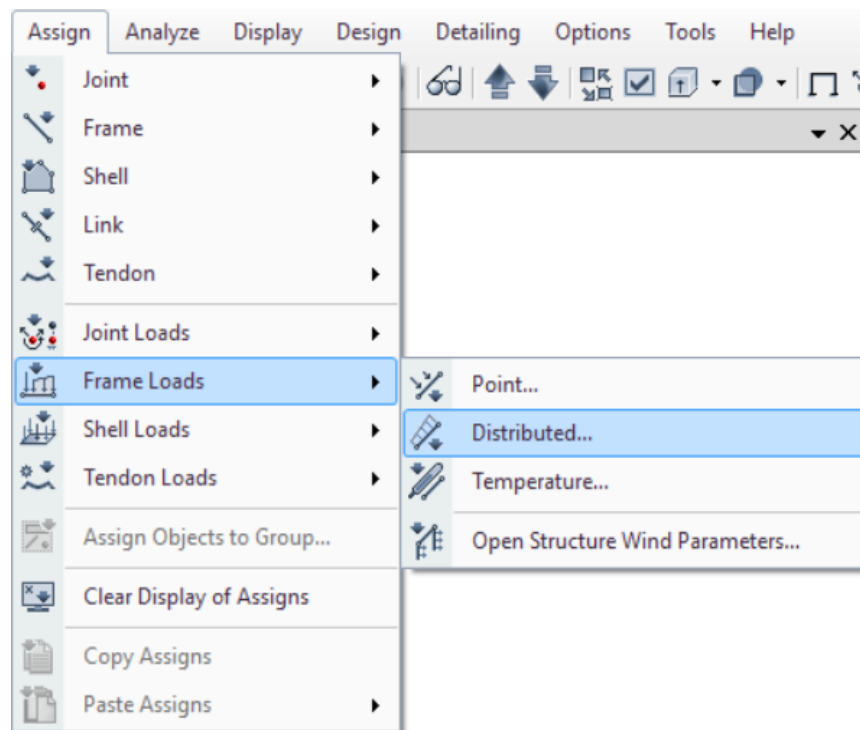
Figura 45: Asignación de carga uniforme según su ambiente



Elaborado por: Fuente Propia

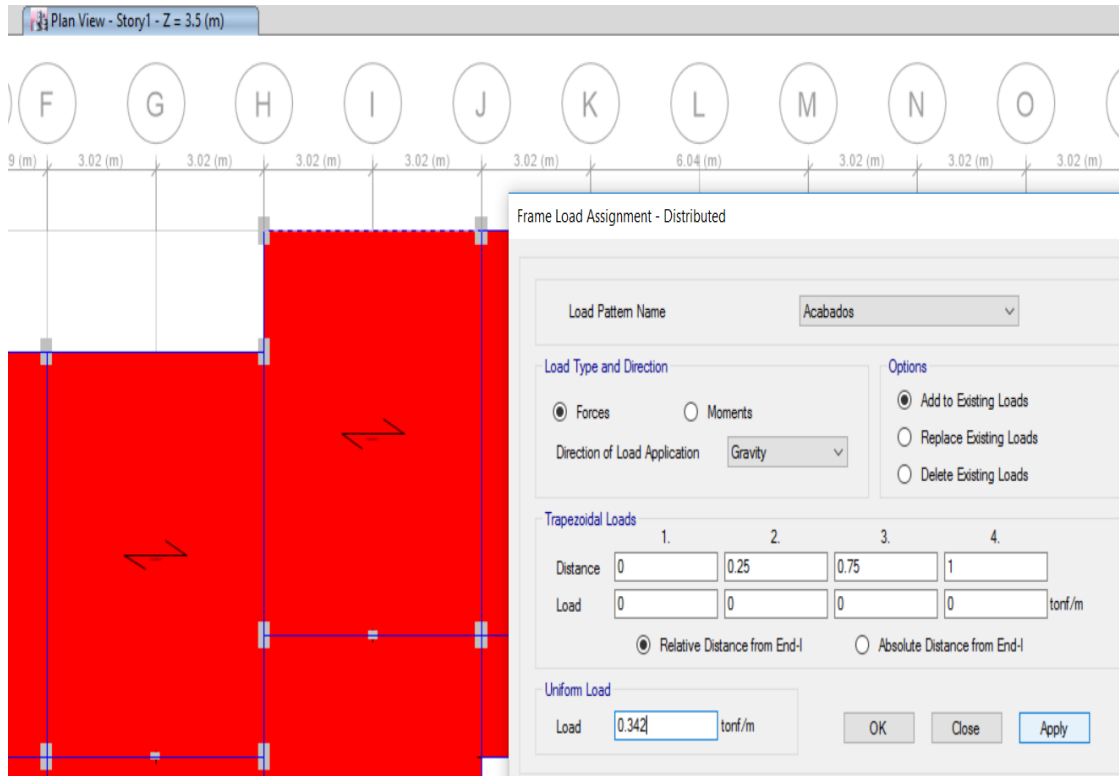
También Colocaremos las cargas a las vigas generadas por los muros de tabiquería. Para eso seleccionamos la viga a ser cargada y luego nos dirigimos al menú *Assign – Frame Loads – Distributed* seleccionamos a Acabados ya que es ese el Load Pattern name que es para la carga muerta. Luego Add To Existing Loads le damos en click en Forces, Luego seleccionamos Absolute Distance From End-1 en la parte inferior de Uniform Load colocamos la carga correspondiente según la altura de muro vista en la Tabla 72 luego hacemos click en aplicar y finalmente en ok.

Figura 46: Menú para asignar las cargas distribuidas de muro a las vigas.



Elaborado por: Fuente Propia

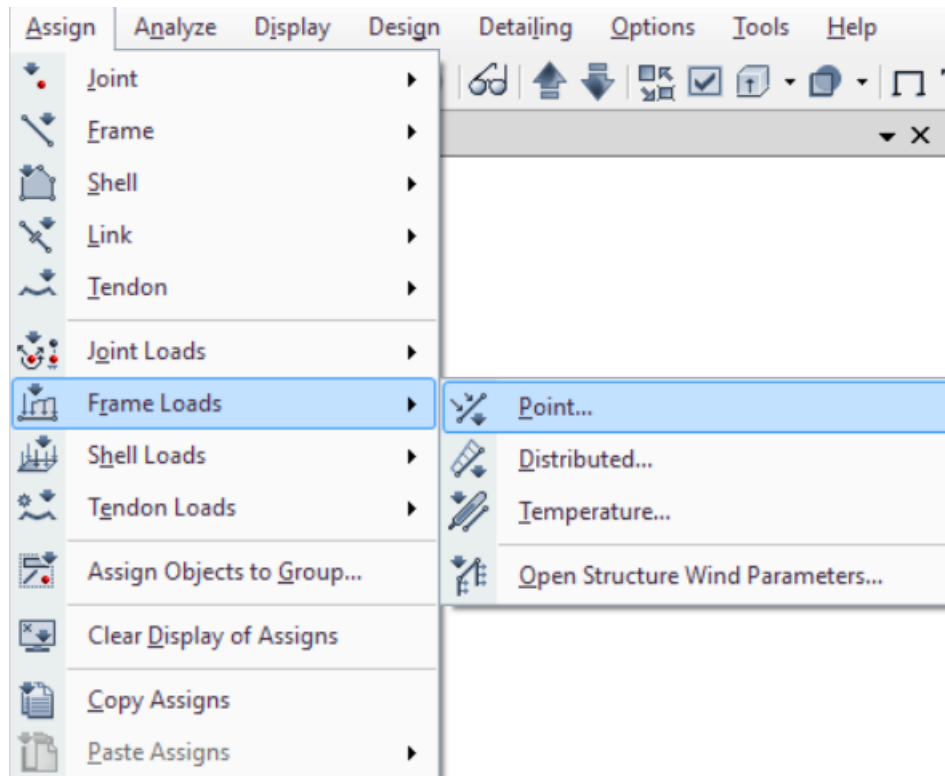
Figura 47: Asignación de cargas distribuidas a las vigas



Elaborado por: Fuente Propia

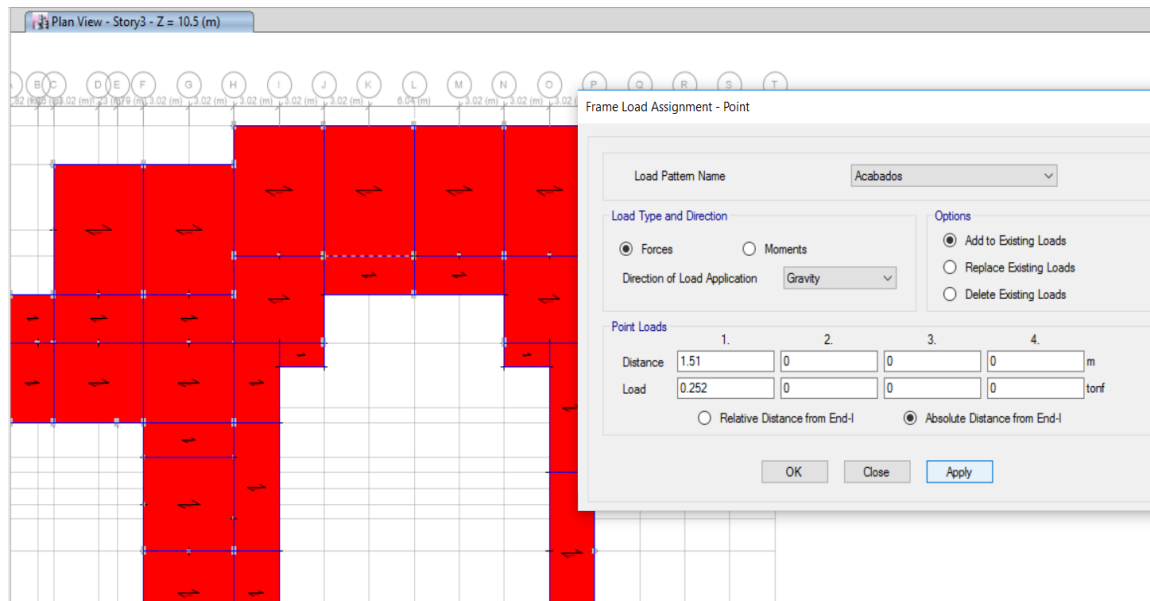
Así mismo se consideró también colocar como cargas distribuidas encima de las vigas la carga generada por los parapetos tanto del corredor de los pisos como en ubicado en el techo del cuarto piso. También se colocaron cargas puntuales en las vigas del tercer piso, esto generado por unas columnas de confinamiento ubicadas en el cuarto piso. Dichas columnas no tenían no tenían continuidad estructural con las columnas de los pisos inferiores. Para la colocación de estas cargas se necesitaron datos como: el peso específico del concreto y las dimensiones de la columna.

Figura 48: Menú para asignar cargas puntuales en las vigas del tercer piso



Elaborado por: Fuente Propia

Figura 49: Asignación de cargas puntuales en vigas del tercer piso

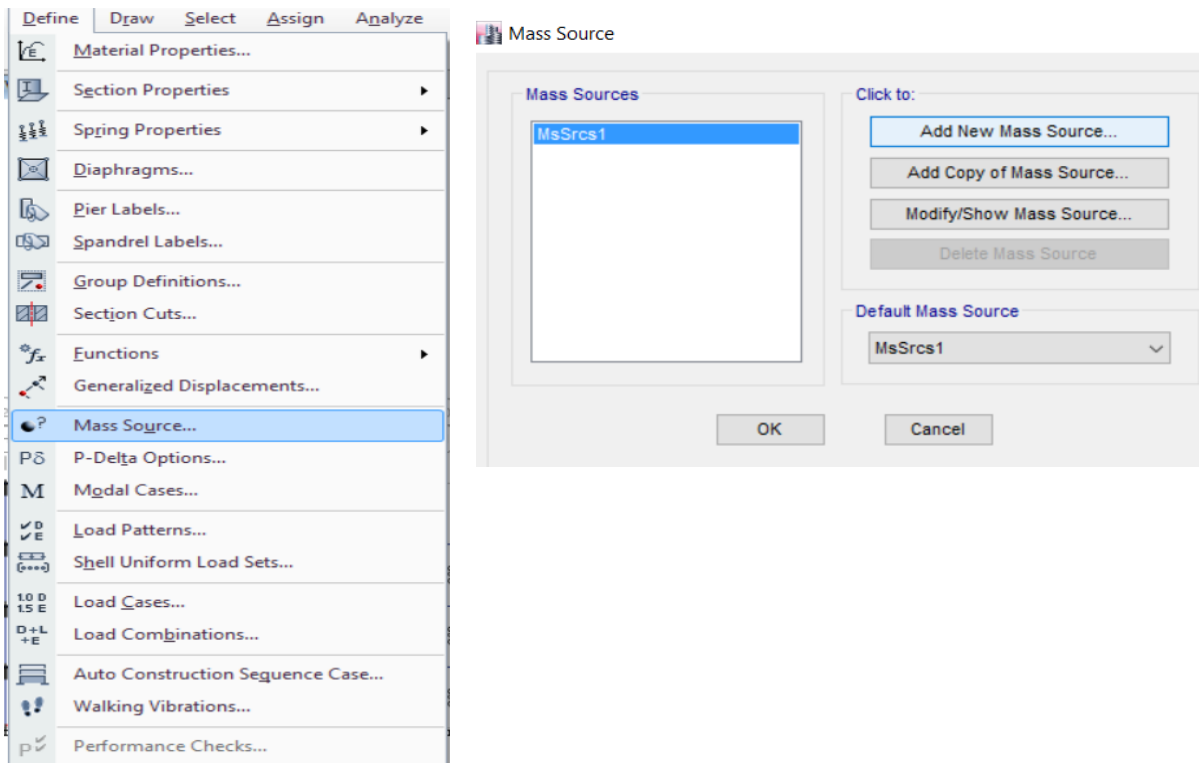


Elaborado por: Fuente Propia

4.4.11. Definir la Fuente de masa

Para que el programa ETABS asigne el peso de todos los elementos estructurales (columnas, vigas y losas) para el cálculo, es necesario dirigirnos al menú **Define – Mass Source**, en la ventana que aparece nos dirigimos a **Add New Mass Source**, luego es necesario colocar la carga viva de entre piso, la carga de acabados y la carga viva de techo. Recordemos que nuestros acabados simbolizan nuestra carga muerta por lo cual debemos asignarle 1, nuestra carga de entre piso será de 0.25 por el tipo de edificación y nuestra carga de techo es de 0.25.

Figura 50: Menú para la creación de la fuente de masa



Elaborado por: Fuente Propia

Figura 51: Creación de la fuente de masa

Mass Source Data

Mass Source Name: fuente masa

Mass Source

- Element Self Mass
- Additional Mass
- Specified Load Patterns
- Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:
 - This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:
 - This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
Acabados	1
carga viva entre piso	0.5
carga viva de techo	0.25

Mass Options

- Include Lateral Mass
- Include Vertical Mass
- Lump Lateral Mass at Story Levels

OK Cancel

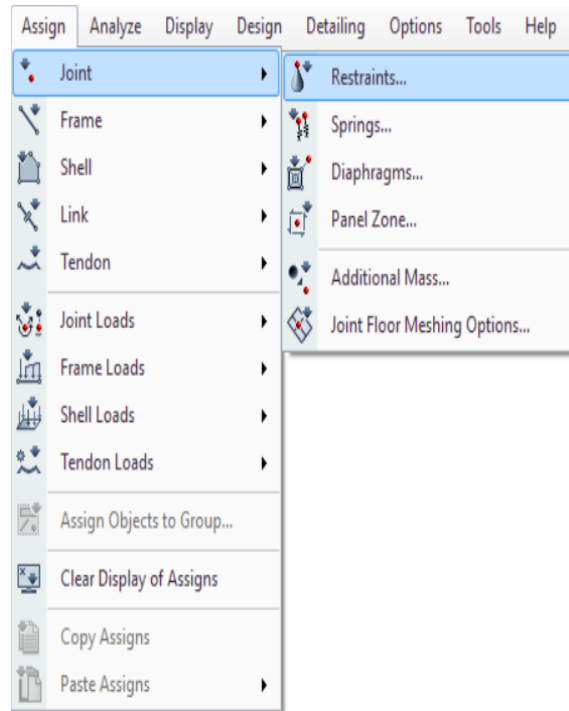
Elaborado por: Fuente Propia

4.4.12. Definición de las restricciones globales de la Estructura

Como no se toma en cuenta la interacción suelo – estructura, es pertinente cambiar los apoyos de las columnas que se encuentran en la planta baja. Se seleccionan los apoyos y se asignan como empotramientos, es decir, que no permite ninguno de los seis grados de libertad.

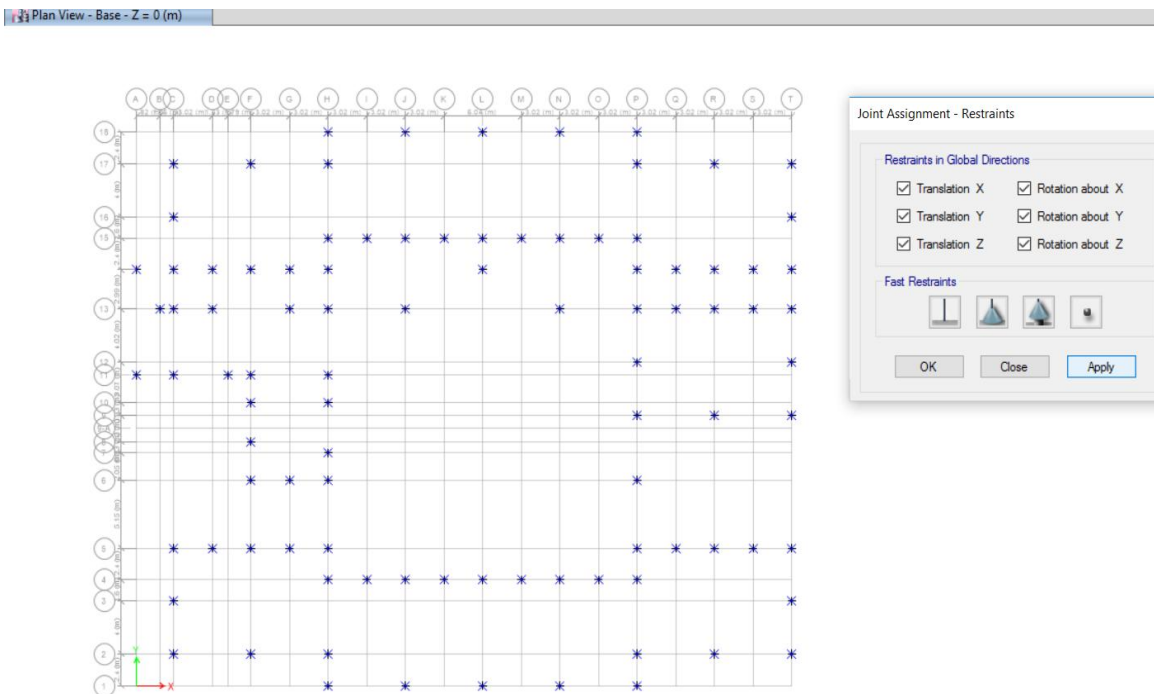
Para esto nos dirigimos a *Assign – Join – Restraints*, Luego hacemos click en las seis restricciones que se muestran en la ventana, luego hacemos click en aplicar y finalmente ok.

Figura 52: Menú para asignar restricciones globales de la estructura



Elaborado por: Fuente Propia

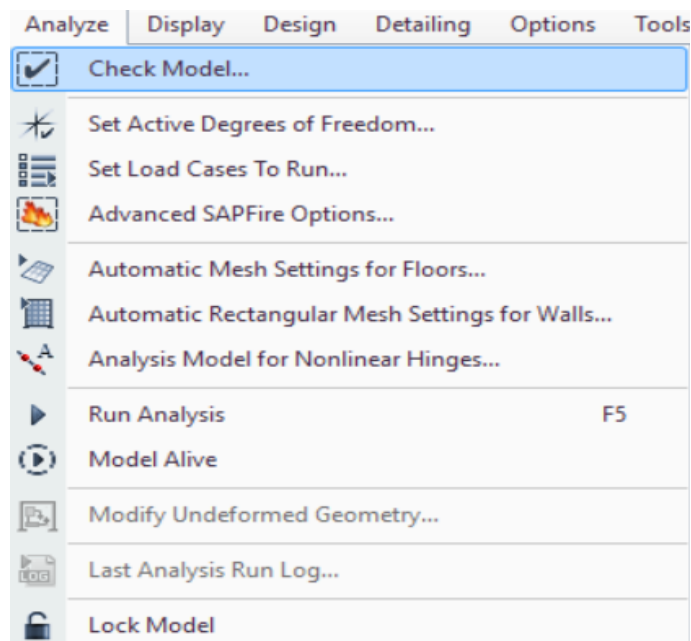
Figura 53: Asignación de la restricción global de la estructura



Elaborado por: Fuente Propia

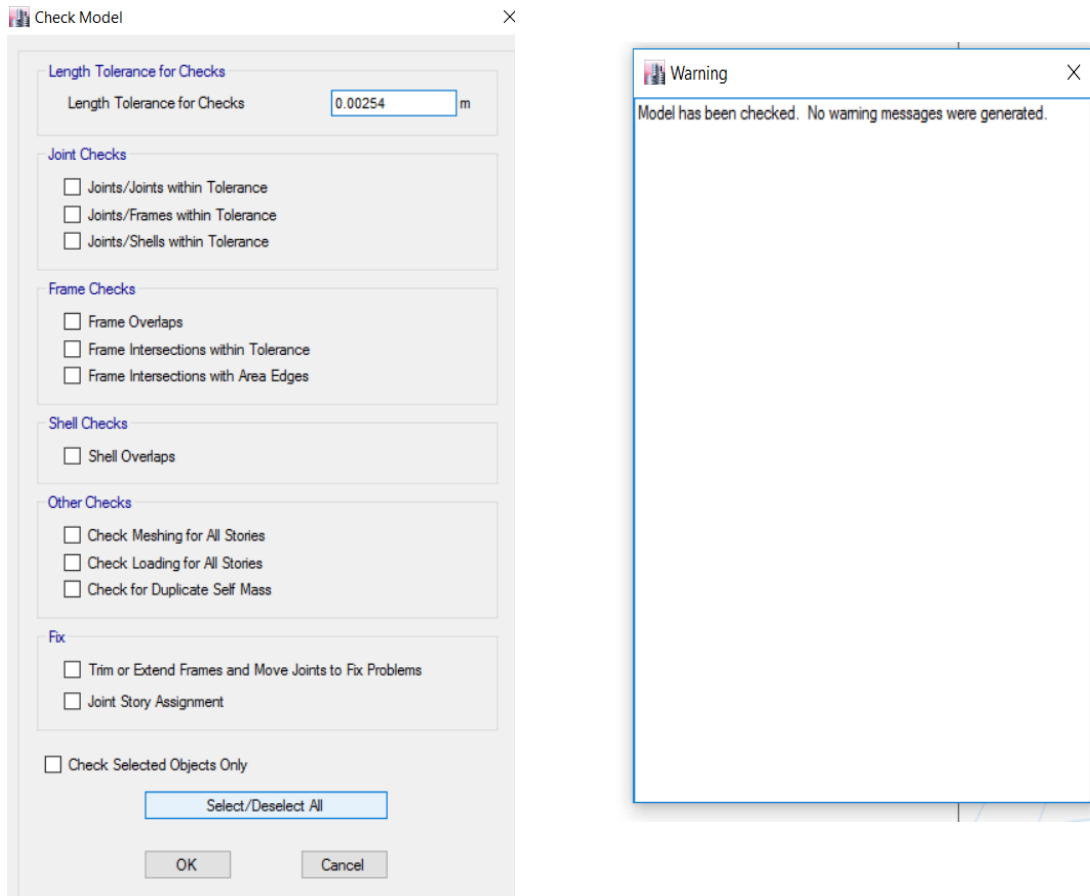
Finalmente, antes de proceder a analizar la estructura verificaremos que todo esté bien dirigiéndonos a **Analyze – Check Model**. Luego nos aparecerá una venta en la cual debemos darle click en la parte inferior que dice: **Select/Deselect All** con lo cual el programa analizara si la estructura tiene uno o varios errores consecuencia de los pasos anteriores; Si el resultado es el que se muestra en la Figura 55 constataremos que no hay ningún error y procederemos al análisis de la estructura.

Figura 54: Menú para la revisión de errores antes del análisis de la estructura



Elaborado por: Fuente Propia

Figura 55: Revisión de errores antes del análisis de la estructura

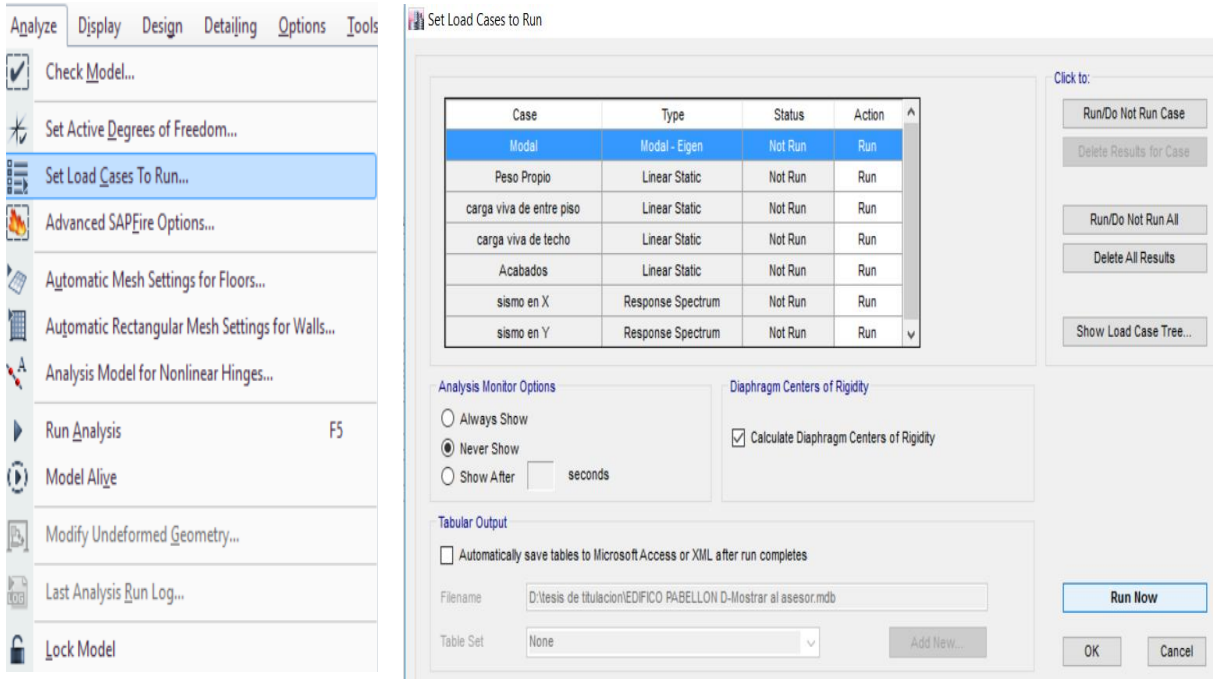


Fuente: Elaboración propia

Análisis de la Estructura

Una vez que se definió toda la geometría y características de la estructura se procede a realizar el análisis estructural. Para lo cual elegimos el menú *Analyze – Set Load Cases To Run*, Luego en la ventana que nos aparece activamos a la casilla *Calculate Diaphragm Centers of Rigidity*, para finalmente luego hacer click en *Run Now*.

Figura 56: Menú para la revisión de errores antes del análisis de la estructura



Elaborado por: Fuente Propia

4.4.13. Análisis de Resultados

4.4.13.1 Modos de Vibración

Para realizar el análisis dinámico se requiere de manera fundamental realizar el análisis modal de la estructura, que es la representación de los modos o formas en los que la estructura podría vibrar frente a la presencia de una determinada excitación sísmica.

En nuestro análisis observaremos los tres principales modos de vibrar de los cuales también veremos su porcentaje de participación de masa.

En el primer modo de vibración el Periodo Fundamental de la Estructura es $T=1.11$ seg de acuerdo a esto podemos decir que la estructura presenta un comportamiento inadecuado ante la presencia de un evento sísmico, para esto modo vemos que se presenta una traslación en X. También vemos que cuenta con una frecuencia de 0.901 Hz.

En el segundo modo de vibración el Periodo Fundamental de la estructura es $T=0.935\text{seg}$, además observamos una torsión generada en este modo de vibrar cuyo periodo fundamental cuenta con una frecuencia de 1.069Hz .

Finalmente vemos el tercer modo de vibrar que junto a los anteriores son los más críticos de la estructura; este modo de vibrar presenta un Periodo Fundamental de la estructura de $T=0.856\text{seg}$ de acuerdo a esto podemos decir que la estructura presenta un comportamiento inadecuado ante la presencia de un evento sísmico. Para este periodo fundamental se presenta una frecuencia de 1.169Hz . Para este modo vemos que se presenta una traslación en Y.

El porcentaje de participación de masa se muestra en la tabla 74, en la cual vemos que el modo 1 es que presenta mayor participación de masa en la estructura.

Tabla 73: Periodo y Frecuencias de la Estructura del Pabellón D de la Universidad Privada Antenor Orrego

Modo	Periodo	Frecuencia
	sec	cyc/sec
1	1.110	0.901
2	0.935	1.069
3	0.856	1.169
4	0.379	2.638
5	0.334	2.998
6	0.301	3.324
7	0.287	3.485
8	0.282	3.546
9	0.240	4.168
10	0.222	4.51
11	0.21	4.759
12	0.193	5.171
13	0.188	5.314
14	0.179	5.575
15	0.169	5.916
16	0.161	6.213
17	0.153	6.515
18	0.141	7.085
19	0.136	7.341

20	0.129	7.728
21	0.127	7.869
22	0.125	8.028
23	0.123	8.144
24	0.116	8.633

Fuente: Elaboración propia

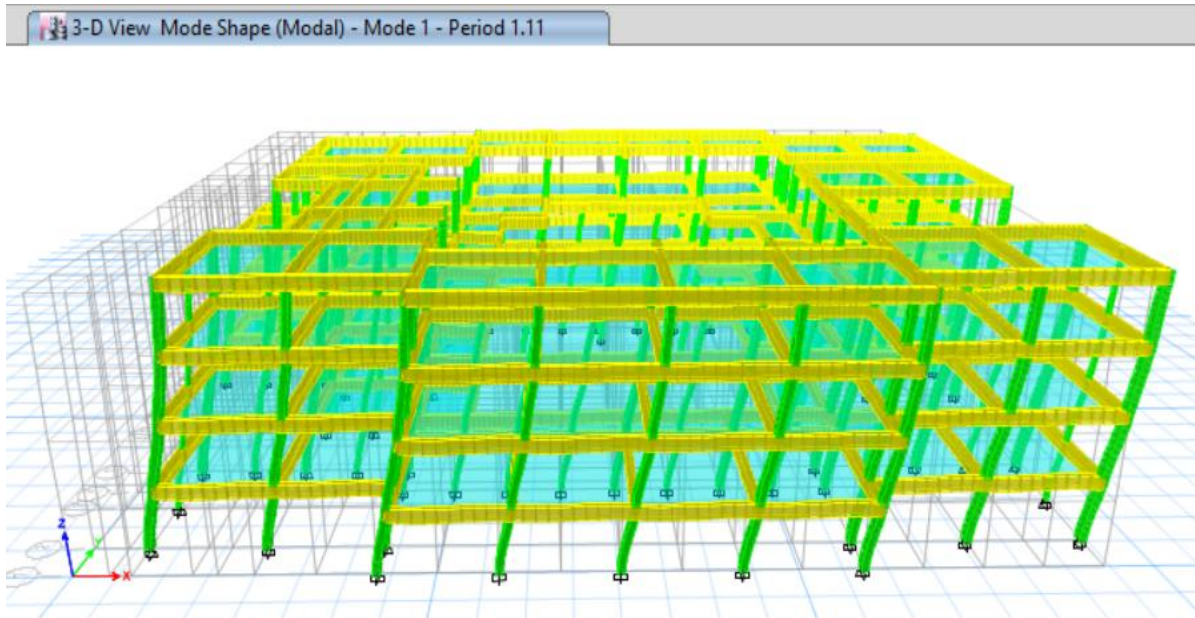
Tabla 74: Participación modal de las masas en los modos de vibración de la estructura del pabellón D de la Universidad Privada Antenor Orrego

Modo	Periodo	Traslación en X	Traslación en Y	Rotación en X	Rotación en Y	Rotación en Z
	sec					
1	1.110	0.867	0.000	0.000	0.140	0.002
2	0.935	0.002	0.048	0.010	0.000	0.798
3	0.856	0.000	0.797	0.157	0.000	0.048
4	0.379	0.094	0.000	0.000	0.757	0.000
5	0.334	0.001	0.000	0.003	0.006	0.049
6	0.301	0.000	0.006	0.035	0.002	0.032
7	0.287	0.000	0.001	0.008	0.000	0.017
8	0.282	0.000	0.100	0.654	0.000	0.005
9	0.240	0.028	0.000	0.000	0.055	0.000
10	0.222	0.000	0.001	0.004	0.000	0.006
11	0.210	0.001	0.000	0.000	0.001	0.000
12	0.193	0.000	0.001	0.002	0.001	0.025
13	0.188	0.007	0.000	0.000	0.039	0.001
14	0.179	0.000	0.001	0.004	0.000	0.000
15	0.169	0.000	0.033	0.070	0.000	0.000
16	0.161	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
17	0.153	0.000	0.000	0.000	0.000	0.009
18	0.141	0.000	0.002	0.004	0.000	0.005
19	0.136	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20	0.129	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
21	0.127	0.000	0.010	0.043	0.000	0.000
22	0.125	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000
23	0.123	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
24	0.116	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Fuente: Elaboración propia

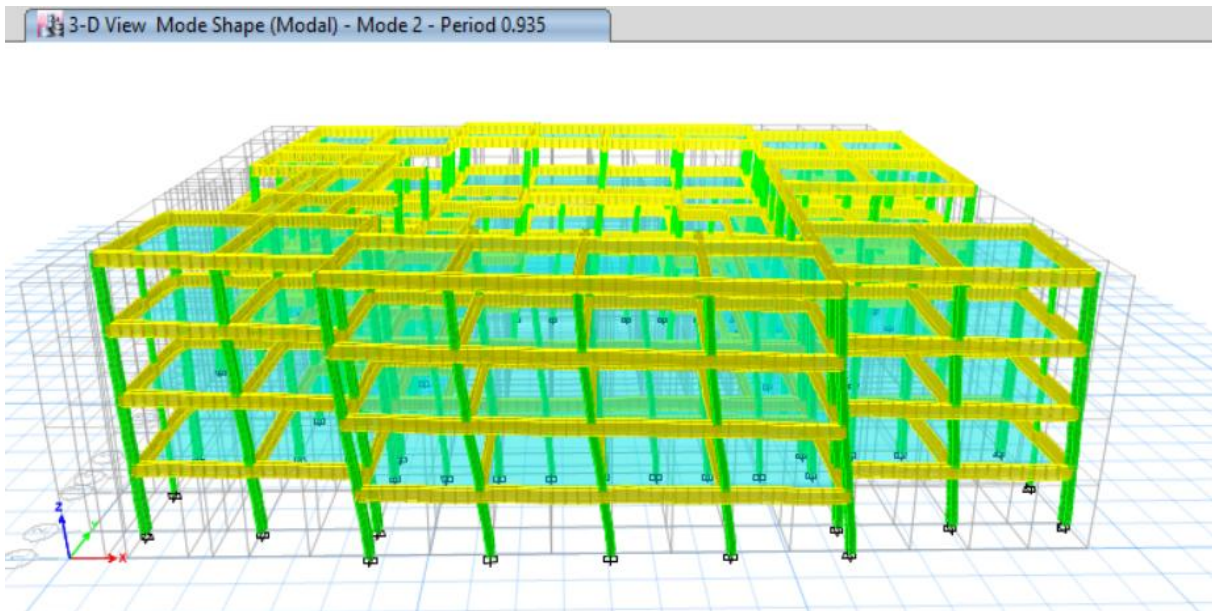
Ahora veremos en la tabla 73 el primer modo de vibrar que es el más crítico de todo y que llega a alcanzar el mayor periodo fundamental de todos los modos de vibrar.

Figura 57: Modo 1 de Vibración de la Estructura del Pabellón D de la Universidad Privada Antenor Orrego.



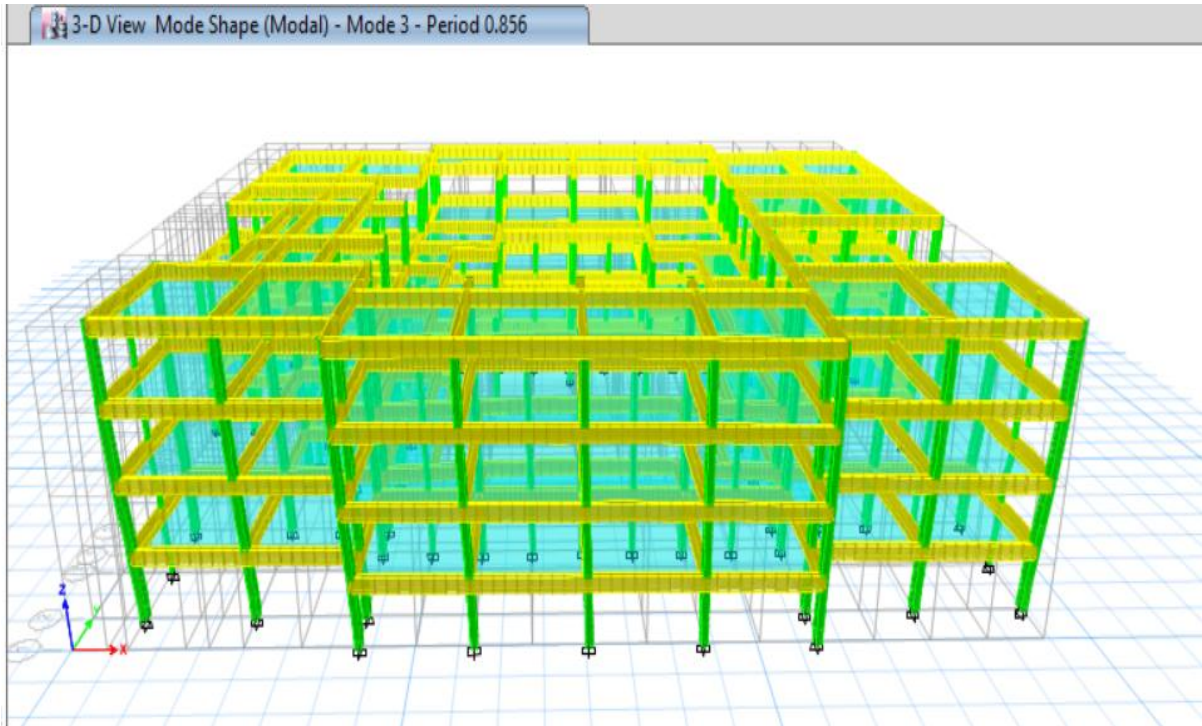
Elaborado por: Fuente Propia

Figura 58: Modo 2 de Vibración de la Estructura del Pabellón D de la Universidad Privada Antenor Orrego.



Elaborado por: Fuente Propia

Figura 59: Modo 3 de Vibración de la Estructura del Pabellón D de la Universidad Privada Antenor Orrego.



Elaborado por: Fuente Propia

4.4.13.2. Cortante Dinámico calculado por el programa computacional ETABS 2016

Una vez analizado el periodo fundamental de la estructura observaremos el cortante basal en los pisos obtenido por el programa computacional ETABS 2016.

Para esto es necesario el cálculo del peso de la edificación para lo cual el programa nos proporciona ese dato como vemos en la Tabla 75.

Tabla 75: Peso de la edificación

Piso	Peso
	tonf
1.00	1,486.13
2.00	1,477.47
3.00	1,441.53
4.00	850.25

Fuente: Elaboración propia

Tabla 76: Cortante basal en ambas direcciones de la Edificación

Dirección X	Dirección Y
CORTANTE DINÁMICO	CORTANTE DINÁMICO
1097.16	1097.16

Fuente: Elaboración propia

4.4.13.3. Derivas de Piso

En una edificación siempre es fundamental el chequeo de las derivas que presentara la estructura ante la presencia de un evento extremo, es por ello que la Norma Técnica Peruana E.030, indica en su Tabla N°11 que los Limites de Distorsión de Entrepiso para edificaciones que tengan como material predominante el Concreto armado no deberá exceder de 0.007.

Tabla 77: Derivas de Entrepiso de la Edificación

Piso	Diafragma en X		Deriva Máxima Permitida	Resultado
	Deriva			
1	0.03482		0.007	No cumple
2	0.05745		0.007	No cumple
3	0.07546		0.007	No cumple
4	0.06837		0.007	No cumple
Piso	Diafragma en Y		Deriva Máxima Permitida	Resultado
	Deriva			
1	0.05030		0.007	No cumple
2	0.06573		0.007	No cumple
3	0.05166		0.007	No cumple
4	0.03620		0.007	No cumple

Fuente: Elaboración propia

El resultado obtenido por el programa computacional nos muestra que en todos los pisos No Cumple con la distorsión máxima permitida, con lo cual la Edificación es calificada con un Grado de Vulnerabilidad ALTA.

Obteniéndose una deriva máxima en el Piso 3 en la dirección X.

Deriva Máxima= 0.07546m.

4.4.14. Propuesta de Reforzamiento

Al observar el programa que presento la edificación se procedió a aplicar una alternativa de solución aumentando la rigidez de la estructura.

Para ellos se colocaron placas con espesor de $e=0.20\text{m}$. con el fin de reducir los desplazamientos y hacer que cumplan con la distorsión máxima permitida que nos dice la Norma Técnica Peruana E.030 de 0.007.

El cálculo del espesor de losa se basó en el ACI 318-14 Diseño Sismorresistente que nos da la siguiente fórmula para el cálculo del espesor de placa.

$$\text{Espesor de placa} = \frac{hu}{16}$$

Donde hu representa la altura de Entrepiso de la edificación.

$$hu = 3.25\text{m}.$$

Entonces:

$$\text{Espesor de placa} = \frac{3.25}{16} = 0.2031\text{m}.$$

Nosotros emplearemos placas de espesor $e=0.20\text{m}$.

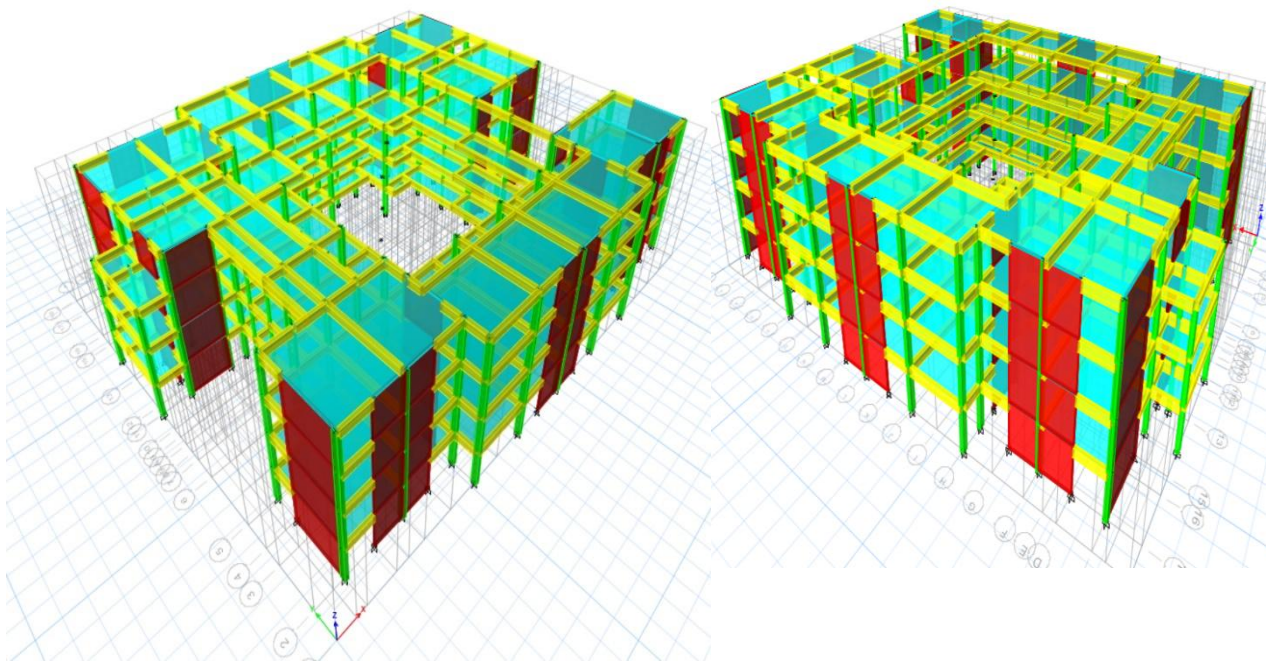
4.4.14.1. Modelamiento de la edificación reforzada con placas

En la figura 60 se muestra el primer paso a seguir en el programa computacional ETABS 2016 que es el modelamiento de las placas las cuales fueron colocadas en ambos sentidos debido a que el resultado del análisis de la estructura arrojó que la edificación es vulnerable en ambos sentidos.

Para la colocación de placas se tomó criterios arquitectónicos como: iluminación y ventilación(baños). Además, se trató de colocar la menor cantidad de placas posibles que al menos

permitan que cumpla con la deriva máxima permitida según norma; además es importante mencionar que el sistema estructural elegido para la creación del espectro fue de Muros estructurales lo cual se comprobó en el Anexo E1.

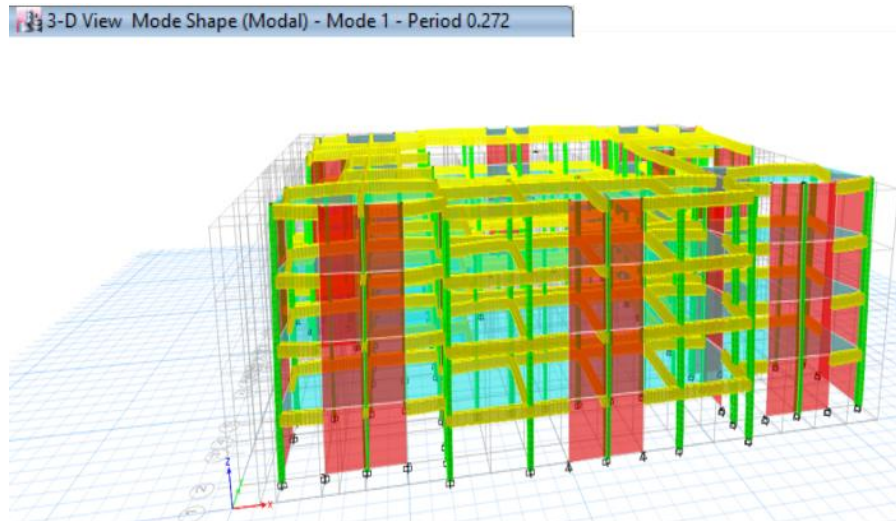
Figura 60: Modelación de la alternativa de reforzamiento con placas en la edificación del Pabellón D de la Universidad Privada Antenor Orrego



Elaborado por: Fuente Propia

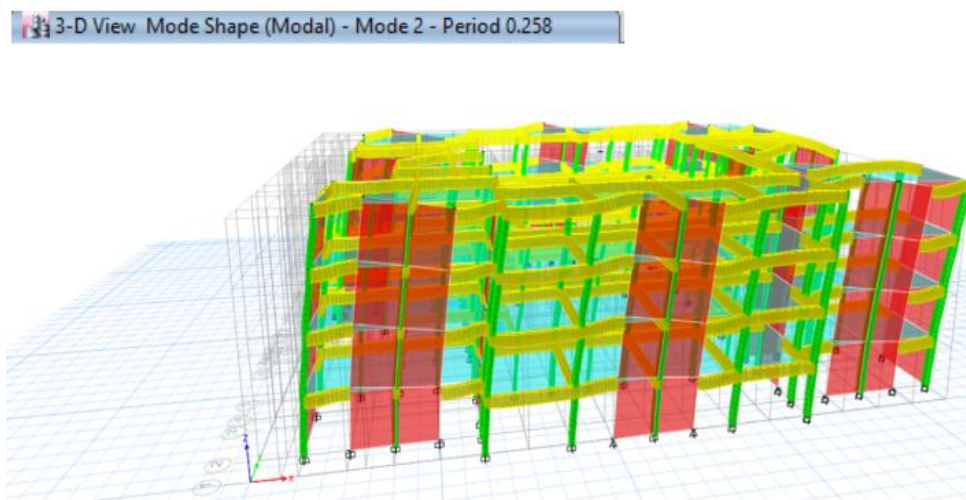
4.4.14.2. Periodos de vibración de la edificación con reforzamiento

Figura 61: Periodo Fundamental de Vibración del Modo 1



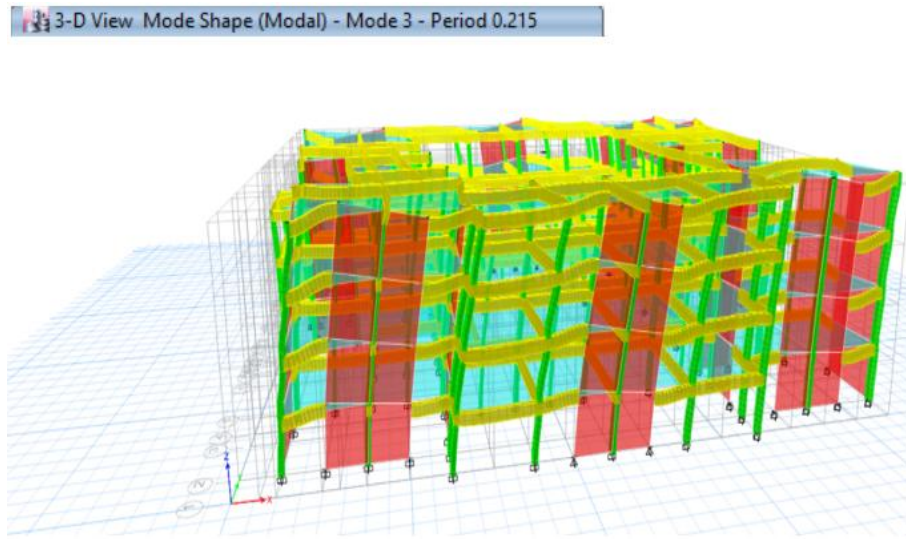
Elaborado por: Fuente Propia

Figura 62: Periodo Fundamental de Vibración del Modo 2



Elaborado por: Fuente Propia

Figura 63: Periodo Fundamental de Vibración del Modo 3



Elaborado por: Fuente Propia

En los modos de vibrar de la estructura con reforzamiento se puede ver un cambio significativo, con lo cual vemos que la edificación ha aumentado su rigidez.

En el primer modo vemos que el periodo fundamental es de $T=0.306\text{seg.}$ con una traslación en Y.

En el segundo modo vemos que el periodo fundamental es de $T=0.277\text{seg.}$ con una traslación en X.

Y finalmente en el tercer Modo vemos que el periodo Fundamental es de $T=0.228\text{seg.}$ generando una torsión en la estructura.

4.4.14.3. Derivas de Entrepiso de la estructura reforzada

Tabla 78: Derivas de la estructura reforzada con placas

Piso	Diafragma en X		Deriva Máxima Permitida	Resultado
	Deriva			
1	0.00255		0.007	Si cumple
2	0.00409		0.007	Si cumple
3	0.00455		0.007	Si cumple
4	0.00578		0.007	Si cumple
Piso	Diafragma en Y		Deriva Máxima Permitida	Resultado
	Deriva			
1	0.00314		0.007	Si cumple
2	0.00475		0.007	Si cumple
3	0.00483		0.007	Si cumple
4	0.00488		0.007	Si cumple

Fuente: Elaboración propia

V CAPITULO DISCUSION DE RESULTADOS

5.1. Comportamiento sísmico de la edificación por los métodos cualitativos y cuantitativos

5.1.1. Vulnerabilidad sísmica en los Métodos cualitativos

5.1.1.1. Formulario de los Métodos Cualitativos

Entre el RNE y los parámetros propuestos por el método Benedetti-Petrini vemos que se crea una analogía, por lo que podemos adaptar los parámetros de este para que estén en función de nuestra normativa, Los Aspectos Geométricos cómo lo son: Irregularidad en planta de Edificaciones, Densidad de muros, Distancia entre columnas e Irregularidad en altura son semejantes con el parámetro 6, 7 y 8 Propuestos por Benedetti.

Los Aspectos constructivos: Calidad de las juntas del mortero, Tipo y disposición de las unidades de albañilería y Calidad de los materiales se cubren con el parámetro 2 la cual habla de la Calidad del sistema resistente.

Los Aspectos estructurales cómo lo son: Muros confinados y reforzados, entrepiso, Vigas de amarre, amarre de cubiertas, Columnas, Placas; se sujetan a lo estipulado con los parámetros 1, 5 y 9 del Método de Benedetti-Petrini.

Por último, en lo que respecta al método italiano, Suelos y Cimentación, cumple con los parámetros 3 y 4. Con lo que llegamos a la conclusión que el criterio de utilizar el método ya no sería una incertidumbre y que el método era fácilmente adaptable a nuestra normativa y por ende tener resultados esperados fiables para su evaluación.

En lo que respecta al Método Japonés de Hirosawa, se adaptó la forma de Evaluación en lo que respecta al Eso que es la resistencia requerida y para ello hemos utilizado el factor de Reducción Sísmica que vendría a ser el "R". y para el factor de Zona Sísmica "Z" Se ha hecho una aproximación matemática ya que en ese tiempo consideraban un $Z = 1$, y en nuestra normativa el

mayor es 0.45 por lo cual cumplimos con su adaptación y el Factor de Uso de la Edificación cómo 1.5 según nuestro reglamento Vigente. Por lo cual es un método recomendado para edificaciones esenciales como Hospitales e Instituciones Educativas siempre que se haga una evaluación adecuada in situ de la Edificación y contar con al menos un plano arquitectónico a falta de un Estructural.

5.1.1.2. Evaluación de los Métodos Cualitativos

Para la evaluación del método cualitativo de Benedetti Petrini, los parámetros se realizaron haciendo una revisión general a la estructura del pabellón D de la universidad privada Antenor Orrego. La infraestructura de dicho pabellón tiene una antigüedad aproximada de 24 años, por lo que algunos elementos estructurales han sido afectados por el tiempo y actualmente presentan signos de deterioro. La arquitectura del pabellón presenta modificaciones con respecto a los planos obtenidos en la oficina de servicios generales de dicha universidad por lo que se tuvo que realizar un replanteo de los planos arquitectónicos, lo cual significo realizar una inspección y levantamiento de datos de los elementos estructurales de dicho pabellón, para así poder realizar el método.

Se ha observado que la estructura de este pabellón presenta problemas como los encontrado en los parapetos, efectos de columnas corta, juntas de dilatación en mal estado, corredores y veredas ligeramente dañados con fisuras y grietas.

Benedetti y Petrini, se tiene que el pabellón D de la universidad privada Antenor Orrego, muestra una vulnerabilidad media –alta, con lo cual se interpreta que son estructuras donde pueden ocurrir daños importantes, que, aunque no colapsen las estructuras, es peligrosa su utilización a menos que sean rehabilitadas, porque pueden producir accidentes debido a caídas de bloques de albañilería o de concreto y de cubiertas o techos.

La evaluación de la vulnerabilidad realizada por el método cualitativo de Hirosawa se determina comparando de alguna forma la capacidad resistente, relaciones de forma, mantenimiento y daños anteriores de la edificación, con el nivel de sollicitación demandado por los sismos que representan el peligro sísmico en condiciones locales donde se ubica la edificación. Por consiguiente, el trabajo de recopilación de datos realizado se hizo con la ayuda del formulario realizado para este método el cual nos permitió obtener de una manera asertiva y eficaz de la información para análisis del de dicho método.

Los resultados obtenidos por este método se detallan en la tabla 79:

Tabla 79: Resultados de vulnerabilidad por el método de Hirosawa

RESULTADOS DEL MÉTODO DE HIROSAWA		
Piso	Dirección X	Dirección en Y
1	Inseguro	Inseguro
2	Inseguro	Inseguro
3	Inseguro	Seguro
4	Seguro	Seguro

Fuente: Elaboración propia

Observando los datos de los resultados del análisis por el método de Hirosawa vemos que el edificio es inseguro ante un evento sísmico en lo que es resistencia global, pero en medida que algunos pisos presentan seguridad, esto es debido al poco peso que caen sobre los elementos estructurales, además el dicho método utilizado tiene efecto de primer orden, esto evidencia que ante mayor rigurosidad en el método, los resultados que se obtendrán serán más confiables y ponen

en caso más desfavorable a la estructura, siguiendo la tendencia a ser más vulnerable ante un evento sísmico. Por lo tanto, la vulnerabilidad con esta evaluación del método de Hirosawa con efectos de primer orden es de media – alta.

5.1.2. Vulnerabilidad sísmica en el método cuantitativo

Con el análisis dinámico lineal realizado con el programa computacional ETABS 2016, se puede observar que los desplazamientos de entrepiso en la edificación que se muestran en la tabla 78 son mayores en la dirección X, esto debido a la orientación de los de los elementos estructurales verticales (columnas) en el pabellón, los cuales están dispuestos en una dirección, lo cual lleva a una mayor rigidez en la dirección Y, siendo estos desplazamiento de entrepiso mayor a lo permitido en el Reglamento Nacional de Edificaciones NTE. 030. “Diseño Sismorresistente”. En la cual se estipula que para las edificaciones de concreto armado deber ser menor a 0.007. como se muestra en la tabla 72.

A continuación, se presenta la tabla 82, la cual relaciona los desplazamientos de entrepiso de la edificación sin reforzamiento y reforzado con placas de concreto armado, en la cual se evidencia un cambio significativo favorable cuando la estructura cuenta con reforzamiento. Esto debido a que la estructura presento problemas de rigidez y al colocarle las placas se da solución a este problema.

En la Tabla 80 se observa la comparación de los periodos de vibración tanto en la estructura sin reforzamiento y la estructura con reforzamiento.

Tabla 80 Periodos de Vibración de la edificación

Periodos de Vibración en los Modos					
Modo	Sin reforzamiento		Con reforzamiento		% de diferencia
	Periodo	Movimiento	Periodo	Movimiento	
1	1.11	Traslación en X	0.272	Traslación en Y	75.50
2	0.935	Rotacional	0.258	Traslación en x	72.41
3	0.856	Traslación en Y	0.215	Rotacional	74.88

Fuente: Elaboración propia

Tabla 81: Participación de Masa en los Modos de Vibrar

Participación de Masa en los Modos de Vibrar					
Modo	Sin reforzamiento		Con reforzamiento		% de diferencia
	% de Masa	Movimiento	% de Masa	Movimiento	
1	86.70	traslación en X	77.17	Traslación en Y	10.99
2	79.80	Rotacional	75.46	Traslación en x	5.44
3	79.67	Traslación en Y	73.40	Rotacional	7.87

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 82 se presenta las derivas de Entrepiso de la edificación con la alternativa de reforzamiento y sin reforzamiento; en donde se observa que las derivas disminuyen significativamente a comparación con el análisis realizado sin reforzamiento y además todas cumplen con los requerimientos establecidos en la norma.

Tabla 82: Derivas de Entrepiso del Pabellón D de la Universidad Privada Antenor Orrego

Derivas de Entrepiso					
Piso	Diafragma en X				% de diferencia
	Sin reforzamiento		Con reforzamiento		
	Deriva	Resultado	Deriva	Resultado	
1	0.03482	No cumple	0.00255	Si cumple	92.68
2	0.05745	No cumple	0.00409	Si cumple	92.89

3	0.07546	No cumple	0.00455	Si cumple	93.97
4	0.06837	No cumple	0.00578	Si cumple	91.54

Piso	Diafragma en Y				% de diferencia
	Sin reforzamiento		Con reforzamiento		
	Deriva	Resultado	Deriva	Resultado	
1	0.05030	No cumple	0.00314	Si cumple	93.76
2	0.06573	No cumple	0.00475	Si cumple	92.77
3	0.05166	No cumple	0.00483	Si cumple	90.65
4	0.03620	No cumple	0.00488	Si cumple	86.51

Fuente: Elaboración propia

5.1.2.1. Fuerza Cortante Mínima

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 90 % para estructuras irregulares según la Cortante estática de la Edificación. Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

Una vez analizado el periodo fundamental de la estructura será necesario también realizar la verificación de la cortante basal estática calculado mediante la NTE.030 y la cortante basal dinámica que obtuvimos mediante el programa computacional ETABS 2016

Con los datos obtenido en la *Definición de Espectro de diseño* reemplazaremos en la fórmula que nos brinda la NTE .030 “Diseño Sismorresistente” – Fuerza cortante en la base:

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

El peso de la edificación para el cortante estático fue tomada con la ayuda del programa computacional Etabs 2016 y con el cálculo realizado en *resistencia convencional del método de Benedetti Petrini*.

Tabla 83 Verificación de la cortante mínima

VERIFICACIÓN DE LA CORTANTE MÍNIMA EN EL PABELLÓN D					
		Sin reforzamiento			
		Dirección X		Dirección Y	
CORTANTE ESTÁTICO	FUERZA MÍNIMA DE CORTANTE	CORTANTE DINÁMICO	Resultado	CORTANTE DINÁMICO	Resultado
1219.07	1097.16	1097.16	Cumple	1097.16	Cumple
		Con reforzamiento			
		Dirección X		Dirección Y	
CORTANTE ESTÁTICO	FUERZA MÍNIMA DE CORTANTE	CORTANTE DINÁMICO	Resultado	CORTANTE DINÁMICO	Resultado
1690.75	1521.68	1521.685	Cumple	1521.684	Cumple

Fuente: Elaboración propia

5.1.12.2. También es importante conocer el incremento de solicitud sísmica que ha variado con respecto a la norma con la que fue edificada el pabellón D. RNC – Norma básica de diseño de 1977.

Tabla 84: Comparación de cortante basal entre las normas de 1977 y 2014-2 – Sin reforzamiento

Norma Sísmica	1977	2014-2	
Factor Z	1	0.45	
Factor U	1		
Factor S	1	1	
Factor C (periodos cortos)	0.4	2.5	
Factor de Reducción Sísmica R	5	7.2	
Peso de la Edificación	5201.36	5201.36	% de diferencia
V basal	416.11	1219.07	34.13

Fuente: Elaboración propia

Tabla 85: Comparación de cortante basal entre las normas de 1977 y 2014-2 – Con reforzamiento

Norma Sísmica	1977	2014-2	
Factor Z	1	0.45	
Factor U	1	1.5	
Factor S	1	1	
Factor C (periodos cortos)	0.4	2.5	
Factor de Reducción Sísmica R	4	5.4	
Peso de la Edificación	5410.4132	5410.4132	% de diferencia
V basal	541.04	1690.75	32.01

Fuente: Elaboración propia

Finalmente veremos cuanto ha sido el incremento de sollicitación sísmica que ha variado con el tiempo:

$$V_{\text{basal}} = \frac{V_{\text{basal NTE.030 2014-2}}}{V_{\text{basal Norma Basica de Diseño 1977}}} = \frac{1219.069}{416.11} = 2.93 \dots\dots\dots \text{Estructura sin}$$

Reforzamiento

Estos resultados nos muestran que a la actualidad se ha incrementado la demanda de sollicitación sísmica en 2.93 veces más que lo requerido en la antigua norma de 1977, por lo tanto, podemos decir que la estructura es vulnerable debido al incremento de la exigencia sollicitación sísmica en comparación con la norma de 1977 la cual fue utilizada para la edificación del Pabellón D.

VI CAPITULO CONCLUSIONES

- Los formularios se han diseñado para hacer más rápida la evaluación, su ordenamiento y aplicarse en una Edificación o un entorno Urbano lo cual demandaría mucho tiempo y recursos si todo se hiciera de una manera computarizada cada Edificio, casa, etc. Por lo que se recomienda estos dos métodos y sus formularios para un Entorno Urbano.
- Se realizo el modelo matemático empleando el programa computacional ETABS 2016 en el cual se evidenció que en el Pabellón “D” se presentan resultados críticos como se ven en los siguientes modos de vibrar: 1,2 y 3 los cuales presentaron un alto porcentaje de masa de 86.70%, 79.80% y 79.67 % y sus periodos de vibrar fueron de 1.11, 0.935 y 0.856, así también su movimiento resultó ser de traslación en X, Rotacional y Traslación en Y Respectivamente. Los cuales nos muestra los serios problemas a los que se ve expuesto con estos resultados ante un evento sísmico.
- La edificación resulto ser vulnerable en ambas direcciones y en el primer y segundo piso de la edificación mientras que en el tercer piso resulto ser seguro únicamente en la dirección X y el cuarto piso resulto no ser vulnerable en ninguna de las direcciones, como lo muestra la tabla 79 después de aplicar el método cualitativo de Hirosawa, así también el método de Benedetti Petrini arrojó una vulnerabilidad media alta a la edificación después de haber inspeccionado la edificación y encontrados problemas como columna corta, parapetos en mal estado, fisuras, grietas, etc. Lo cual evidencia que la estructura esta predispuesta a sufrir daños considerables ante la presencia de un evento sísmico.
- Los resultados obtenidos mediante el modelo dinámico lineal evidenciaron serios problemas en el incumplimiento de las derivas en todos los pisos y en ambas direcciones presentándose las derivas más críticas en el tercer piso en dirección X con un valor de 0.07546 y en el segundo

piso en dirección Y con un valor de 0.06573 mucho mayor a lo permitido por la NTE0.30 que estipula un máximo de 0.007. Siendo el resultado obtenido mucho mayor a lo permitido. Es importante mencionar que el incumplimiento de las derivas se debe a que el incremento de la sollicitación sísmica de la norma con la que se edificó, ha sido incrementado en 2.93 veces a la norma actual, por lo cual era de esperarse que no cumpla con los parámetros de derivas de la norma actual.

- De acuerdo a los resultados obtenidos en el análisis que se realiza con el programa computacional ETABS 2016.0.0 se observa que la estructura presenta problemas de rigidez global, por lo que se requiere el reforzamiento de la estructura, sugiriendo la alternativa de reforzamiento, en función de este parámetro, se determinó que al usar el reforzamiento de placas de concreto, disminuye los problemas que se presentan en la edificación tal es el caso de las derivas que presentan una disminución en la dirección X de 92.77 % y en dirección Y de 90.92% cumpliendo con esto las exigencias de la normativa vigente en la actualidad.

VII CAPITULO RECOMENDACIONES

- La evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica se ha determinado en función de los métodos cualitativos de Benedetti-Petrini e Hirosawa, empleando los Formularios que se encuentran en el Anexo A1 y A2, los cuales se recomienda emplear y optimizar la obtención de datos con el fin de lograr mejores resultados en futuras investigaciones de Vulnerabilidad.
- Es importante realizar el modelamiento matemático en función de los parámetros reales de la edificación por lo cual se sugiere modelar la estructura con datos exactos, para lo cual se recomienda realizar ensayos, inspecciones visuales, entrevistas con los residentes. Para así lograr un mejor modelamiento en el programa Computacional ETABS 2016 el mencionado programa se recomienda utilizar debido a que presente características favorables y más completas con respecto a versiones anteriores u otros programas.
- Se recomienda utilizar los métodos cualitativos como el de Hirosawa y Benedetti-Petrini Adaptados a la normativa peruana ya que nos acercan a una realidad de vulnerabilidad de la estructura además de ser métodos aplicables muy sencillos, rápidos y económicos.
- Mediante el análisis dinámico lineal realizado a la edificación mediante el programa computacional ETABS 2016 se observó que la estructura presenta problemas de rigidez y sobrepasa los límites permitidos de derivas por lo que se recomienda dar mayor rigidez al sentido más débil lo cual generaría un mejor comportamiento estructural ya que ambos sentidos serían similares y las cargas sísmicas se distribuirían uniformemente en todo el Edificio.
- Es importante tomar en cuenta que al realizar la propuesta de reforzamiento con placas de concreto armado estas contribuyeron a disminuir los problemas estructurales de la edificación, pero no es el único método que podía brindar soluciones, por lo que se recomienda considerar

otras opciones y elegir la alternativa más factible en cuanto a funcionalidad, seguridad, economía y estética.

VIII CAPITULO REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Laucata Luna, J.E. (2013). Análisis de la Vulnerabilidad Sísmica de las Viviendas Informales en la Ciudad de Trujillo, Tesis para la Obtención del Título Profesional de Ingeniería Civil.

Abanto Valdivia, S. & Cárdenas Cruz, D.J. (2015). Determinación de la Vulnerabilidad Sísmica Aplicando el Método de Benedetti-Petrini en las Instituciones Educativas del Centro Histórico de Trujillo, Provincia de Trujillo, Región la Libertad, Tesis para la Obtención del Título Profesional de Ingeniería Civil.

Ruales Andrade, A.E. (2016). Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica del Edificio de la Facultad de Economía Bloque B, de la Universidad Central del Ecuador, Utilizando la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-RE,2015), Tesis para la Obtención del Título Profesional de Ingeniería Civil.

Quiroz Peche, L.R & Vidal Abelino, L.R. (2015). Evaluación Del Grado De Vulnerabilidad Sísmica Estructural En Edificaciones Conformadas Por Sistemas Aporticados Y De Albañilería Confinada En El Sector De La Esperanza Parte Baja – Trujillo. 2014, Tesis para la Obtención del Título Profesional de Ingeniería Civil.

Mercado Ruiz, L.C. & Sabogal Lorduy, C.A. (2016). Análisis de Vulnerabilidad Sísmica en Edificaciones Aporticadas de Concreto Reforzado en la Ciudad de Cartagena, Tesis para la Obtención del Título Profesional de Ingeniería Civil.

Reque, Kelly (2006). Diagnóstico Preliminar de la Vulnerabilidad Para Establecimientos de Salud en el Perú. Primera Edición. Perú.

Reglamento Nacional de Edificaciones Norma Técnica de Edificaciones E.030 Diseño Sismorresistente. SENCICO. Vigente.

Organización Panamericana de la Salud OPS (1999) “Fundamentos para la Mitigación de desastres en establecimientos de Salud”, Serie Mitigación de Desastres.

Hirosawa, M. (1992), Retrofitting and retraction of building in Japan IISEE, Lecture Note of Seminar Course, Tsukaba, Japón.

Cruz Barreto, I.A. & Dieguez Mendoza, V.S. (2015). Análisis y Diseño Estructural en Concreto Armado para una Vivienda Multifamiliar Aplicando la Nueva Norma de Diseño Sismorresistente en la urbanización soliluz – Trujillo, Tesis Para la Obtención del Título Profesional de Ingeniería Civil.

ACI 318. (2014). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318SUS-14). Farmington Hills: Comité ACI 318.

Bertero, V. (1992). Lecciones aprendidas de terremotos catastróficos recientes y otras investigaciones. Madrid: Consejo Superior de Investigaciones Científicas.


NTE.030. (2014). Reglamento Nacional de Edificaciones "Diseño Sismorresistente". Lima: El Peruano.

ANEXOS

ANEXO “A”

FICHAS DE EVALUACIÓN DE

VULNERABILIDAD SÍSMICA

 EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL PABELLÓN D FICHA DE EVALUACIÓN PARA ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO (BENEDETTI - PETRINI)		
Ubicación del Edificio: _____		Fecha: _____
PARÁMETROS	CLASE	ELEMENTOS DE INSPECCIÓN
1	ORGANIZACIÓN DEL SISTEMA RESISTENTE	Completar y Marcar según la inspección: Año de Construcción: <input type="text"/> Asesoría Técnica: <input type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO
2	CALIDAD DEL SISTEMA RESISTENTE	Marcar según lo observado: Estado de Materiales: <input type="text"/> Bueno <input type="text"/> Malo Proceso Constructivo: <input type="text"/> Bueno <input type="text"/> Malo
3	RESISTENCIA CONVECCIONAL	Especificar Según lo Observado en la Estructura: Número de Pisos (N): _____ Ax: Área de Muros en X (m ²): _____ Ay: Área de Muros en Y (m ²): _____ Área de Columnas (m ²): _____ Altura Promedio de Entrepiso (m): _____ Área de Cubierta (m ²): _____ γ(Ton/m ²): _____
4	POSICIÓN DEL EDIFICIO Y CIMENTACIÓN	Marcar Según lo Observado: Pendiente Pronunciada <input type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO Presencia de Sales <input type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO Presencia de Filtraciones <input type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO
5	DIAFRAGMAS HORIZONTALES	Marcar Según lo Observado: Discontinuidades Abruptas <input type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO Buena Conexión Diafragma - elemento vertical. <input type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO Deflexión del Diafragma <input type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO
6	CONFIGURACIÓN EN PLANTA	Especificar los Sigüientes Parámetros: a: _____ b: _____ L: _____ Xcg: _____ Ycg: _____ Xmin: _____ Xmax: _____ Ymin: _____ Ymax: _____ IR: _____
7	CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN	Especificar y marcar según lo observado: Aumento o reducción de masas o áreas: RL: _____ Piso Blando: <input type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO Irregularidad del S.R.: <input type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO Columna corta: <input type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO
8	DISTANCIA MÁXIMA ENTRE COLUMNAS	Especificar: L (espaciamiento de columnas en metros): _____ S (Espesor de la columna maestra en metros): _____ Factor L/S: _____ o verificar en el parámetro 1 si cuenta con Asesoría técnica y su año de const.
9	TIPO DE CUBIERTA	Marcar Según lo observado: Cubierta estable <input type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO Conexión cubierta-elemento vertical adecuada <input type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO Cubierta plana <input type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO Material liviano <input type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO
10	ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	Calificar con B(Bueno), R(Regular) , M(Malo) según conexión al S.R.: Corniza y parapetos <input type="text"/> Tanques de Agua prefabricados <input type="text"/> Balcones y Volados <input type="text"/> Pequeños elementos <input type="text"/> Sin Elementos Vinculados <input type="text"/>
11	ESTADO DE CONSERVACIÓN	Estructuras de Concreto armado en: Buen Estado <input type="text"/> Ligeramente Dañado <input type="text"/> Mal Estado de Conservación <input type="text"/>



EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL PABELLÓN D
FICHA DE EVALUACIÓN POR MÉTODO DE VULNERABILIDAD - HIROSAWA (Parte 1)

Completar Según lo Observado en Campo y Planos:

Indicar dirección de Evaluación:

X

Y

Número de Pisos del Edificio: _____ ; Nivel de Evaluación: _____

Verificar Modo de Falla:

Si: $(H_o/D) > 2$

ho: _____	Tomar:	α_1 y α_2	=	0	
D: _____		α_3	=	1	
(ho/D): _____		F	=	0.8	(Para no despreciar los valores de Reducción)
ΣAc_1 : _____					
ΣAc_2 : _____					

Si: Columnas no controlaran la Falla; $(H_o/D) \leq 2$

Rellenar Según Mediciones y Información de Planos y Complementaria:

f'c: _____	ΣAm_4 : _____
$\Sigma Amar$: _____	ΣAc_1 : _____
ΣAsc : _____	ΣAc_2 : _____
ΣAma : _____	Wj (Peso) _____
ΣAm_1 : _____	To: _____
ΣAm_2 : _____	σ_0 : _____
ΣAm_3 : _____	Colocar que Controla la Falla: _____

Rellenar Según lo Observado en Planos y Inspección al Edificio:

Items:

Regularidad	<input type="text" value="Regular (a1)"/>	<input type="text" value="Mediano (a2)"/>	<input type="text" value="Irregular (a3)"/>
Relación Largo- Ancho:			
B: _____	<input type="text" value="B ≤ 5"/>	<input type="text" value="5 < B ≤ 8"/>	<input type="text" value="B > 8"/>
Contracción de Planta:			
C: _____	<input type="text" value="0.8 ≤ C"/>	<input type="text" value="0.5 ≤ C ≤ 0.8"/>	<input type="text" value="C < 0.5"/>
Atrio o Patio Interior:			
Rap: _____	<input type="text" value="Rap = 0.1"/>	<input type="text" value="0.1 < Rap ≤ 0.3"/>	<input type="text" value="0.3 < Rap"/>
Excentricidad de Atrio			
f1: _____	<input type="text"/>	f1 = 0.4	<input type="text"/>
f2: _____	<input type="text"/>	f2 = 0.1	<input type="text"/>
			f1 ≤ 0.4
			0.1 < f2 ≤ 0.3
			0.4 < f1
			0.3 < f2



EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL PABELLÓN D
FICHA DE EVALUACIÓN POR MÉTODO DE VULNERABILIDAD - HIROSAWA (Parte 2)

Rellenar Según lo Observado en Planos y Inspección al Edificio:

Items:

Subterráneo

Ras: _____ $1.0 \leq \text{Ras}$ $0.5 \leq \text{Ras} \leq 1.0$ $\text{Ras} < 0.5$

Junta de Dilatación:

S: _____ $0.01 \leq S$ $0.005 \leq S < 0.01$ $S < 0.005$

Uniformidad de Altura de Piso:

Rh: _____ $0.8 \leq \text{Rh}$ $0.7 \leq \text{Rh} < 0.8$ $\text{Rh} < 0.7$

Marcar Según Información Básica y Inspección del Edificio:

Deformación permanente (T1)

Característica	T1
El edificio presenta inclinación debido a asentamiento diferencial	0.7
El edificio esta construido sobre relleno artificial	0.9
El edificio ha sido reparado debido a deformaciones presentadas anteriormente.	0.9
Visible deformación de vigas o columnas	0.9
No presenta signos de deformación	1.0

Grietas en muros o columnas debido a corrosión del acero de refuerzo (T2)

Característica	T2
Presenta filtraciones con corrosión visible de armaduras	0.8
Grietas inclinadas visibles en columnas	0.9
Grietas visibles en muros	0.9
Presenta filtraciones, pero sin corrosión de armaduras	0.9
Nada de lo anterior	1.0

Incendios (T3)

Característica	T3
Ha experimentado incendio, pero no fue reparado	0.7
Ha experimentado incendio y fue adecuadamente reparado	0.8
No ha experimentado incendio	1.0

Uso del cuerpo o bloque (T4)

Característica	T4
Almacena sustancias químicas	0.8
No contiene sustancias químicas	1.0

Tipo de daño Estructural (T5)

Característica	T5
Daño Estructural grave	0.8
Daño Estructural fuerte	0.9
Daño estructural ligero o no estructural	1.0

ANEXO “B”

ENTREVISTAS REALIZADAS A

LOS RESIDENTES DEL

PABELLÓN D.



"Año del Buen Servicio al Ciudadano"

Trujillo, 09 de junio de 2017

Ing. Manuel Antonio Villalobos Vargas

Presente

Ref. Entrevista personal realizada en base a la construcción del Pabellón D de la Universidad Privada Antenor Orrego

De mi especial consideración:

Es grato dirigirme a usted, para saludarlo cordialmente y pedir la conformidad de la entrevista realizada a su persona con el fin de validar dicha entrevista y sirva como documento de presentación en la tesis que venimos realizando denominada "ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD SISMICA DEL PABELLON D DE LA UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO".

Sin otro particular, aprovecho la oportunidad para renovarle los sentimientos de mi especial consideración y estima personal.

Se adjunta el cuestionario y respuestas de la entrevista.

Atentamente,

Ing. Villalobos Vargas, Manuel Antonio

Br. Cortez Sánchez, Christopher J.F.

Br. Fernández Valdivezo, José M.



CUESTIONARIO – RESPUESTAS

1. ¿En qué año empezaron la construcción del 4to nivel del pabellón D?

Rpta. Aproximadamente en 1997

2. ¿Qué reglamento nacional de construcción ¿De qué año? ¿Se aplicó en la obra?

Rpta. Se desconoce el Reglamentación aplicada para el diseño, porque este tema le correspondió a los consultores.

Para la construcción se aplicó básicamente el pliego de Especificaciones Técnicas, que representa la reglamentación entre las partes cliente-constructor

3. ¿Los materiales y el proceso constructivo fue el adecuado?

Rpta. Se cumplió con las especificaciones técnicas para el proyecto específico, indicadas en los planos y en el cuaderno de obra.

4. ¿La conexión entre el diafragma y el sistema resistente es eficaz?

Rpta. A pesar del tiempo transcurrido, aproximadamente 20 años, no existe ningún deterioro visible y se desconoce la eficacia del sistema puesto que no se ha producido ningún evento sísmico de una magnitud que la ponga a prueba.

5. ¿Hubo buena adherencia de la losa aligerada con los elementos estructurales que la sujetan?

Rpta. La losa aligerada fue vaciada con concreto monolíticamente con las vigas y las conexiones con las columnas, en tal sentido se logró una adherencia correcta entre tales elementos

6. ¿La distancia máxima entre muros y columnas es la adecuada?

Rpta. La pregunta es imprecisa porque en la tabiquería no diseñaron columnas de refuerzo.

Las columnas son parte de un sistema aporticado y son independientes de la tabiquería.

7. ¿La losa aligerada se hizo con ladrillo de techo de concreto o ladrillo de arcilla cocida?

Rpta Bloques de ladrillo de arcilla cocida, sin embargo, ambos tipos no tiene función estructural solamente diferencia en el peso.

8. ¿Los parapetos de la edificación han sido adheridos a los elementos estructurales o no fueron conectados debidamente?

Rpta Los parapetos debieron tener columnas de refuerzo si no lo tienen es porque las especificaciones no lo consideraron, o por que una actua de aprox 0.50 m .



9. ¿Los tanques de agua que presenta en el techo están bien conectados a la estructura o usted cree que ante una presencia de sismo pueden desplomarse?

Rpta. Los tanques de agua se encuentran en la parte superior de la estructura de las escaleras y forman parte de ella, son independientes de las estructuras de las aulas y no han sido objetos de intervención, sin embargo se debe verificar su vulnerabilidad frente a un sismo severo,

10. Hubieron más de una dosificación en la preparación del concreto o todo se trabajó con $f'c=210\text{kg/cm}^2$.

Rpta. Todo el concreto fue de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

11. ¿Los muros de ese nivel son todos de soga o hay algún muro que se haya echo de cabeza o canto?

Rpta. Toda la tabiquería de albañilería se hizo en aparejo de soga

12. ¿Se han colocado juntas de dilatación, si se han colocado, nos podría decir en qué zonas y si no fuera así, cuál cree usted que sean las zonas más críticas?

Rpta. Se cumplió con todas las juntas especificadas en los planos

13. ¿Se han colocado aditivos y si se han utilizado, nos podría decir para que y en que elemento estructural fue?

Rpta. En general no se usó aditivos excepto para unir concreto de diferentes edades.

14. ¿Se utilizó vibradora en el vaciado de concreto de los elementos estructurales o que procedimiento se hizo para eliminar los vacíos?

Rpta. Se utilizó equipo de vibración para consolidar el concreto.

15. ¿Qué tipo de procedimiento se hizo para evitar las juntas frías?

Rpta. Se utilizó una interfase de Sikadur

16. ¿Qué problemas usted recuerda que se presentaron durante la ejecución de la obra?

Rpta. Rpta. Se presentaron vibraciones en la estructura de la escalera.

17. ¿Las columnas de ese nivel son continuas a la de los niveles inferiores o se hicieron separada de ellas?

Rpta. De conformidad con el proyecto todas las columnas estructurales son continuas



18. Usted cree que se presentarían problemas de columna corta, fisuras por dilatación, fisuras por junta fría, etc. ¿Por qué?

Rpta. Es probable que se presente problemas de "columna corta", por la presencia de ventanas altas con derivas que excedan la norma actual.

19. ¿Cuánto tiempo duro la construcción del 4to nivel del pabellón D?

Rpta. Aproximadamente 4 meses

20. ¿Qué recomendaciones de reforzamiento usted cree conveniente que se debería realizar a nivel de Estructura en el Pabellón D?

Rpta. Después de elaborar un estudio del comportamiento sísmico, y verificar las derivas, probablemente se necesite la incorporación de placas de concreto con una cimentación apropiada, para proporcionarle la rigidez necesaria en proyectos esenciales.



"Año del Buen Servicio al Ciudadano"

Trujillo, 09 de junio de 2017

Ing. Ochoa Zevallos Rolando

Presente

Ref. Entrevista personal realizada en base a la construcción del Pabellón D de la Universidad Privada Antenor Orrego

De mi especial consideración:

Es grato dirigirme a usted, para saludarlo cordialmente y pedir la conformidad de la entrevista realizada a su persona con el fin de validar dicha entrevista y sirva como documento de presentación en la tesis que venimos realizando denominada "ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD SISMICA DEL PABELLON D DE LA UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO".

Sin otro particular, aprovecho la oportunidad para renovarle los sentimientos de mi especial consideración y estima personal.

Se adjunta el cuestionario y respuestas de la entrevista.

Atentamente,

Ing. Ochoa Zevallos Rolando

Br. Cortez Sánchez, Christopher J.F.

Br. Fernandez Valdiviezo, José M.



CUESTIONARIO – RESPUESTAS

1. ¿En qué año se hizo la construcción del pabellón D de la Universidad Privada Antonor Orrego?

Rpta. Aproximadamente en agosto de 1993

2. ¿El proceso constructivo se hizo en base a un reglamento?

Rpta. Se cumplió con el expediente técnico

3. ¿Los materiales y el proceso constructivo fue el adecuado?

Rpta. Si y se puede decir que fue un buen material debido a que en el campo no se presentaron problemas con respecto a la mala calidad de material

4. ¿Qué tipo de suelo es el de la edificación construida según la norma sismoresistente E-030?

Rpta. Un suelo de arena – limosa, con una capacidad de carga admisible de $q_{adm}=1.4$ kg/cm²

5. ¿Hubo presencia de sales y humedad en el suelo?

Rpta. No se observó presencia de sales y humedad

6. ¿Se construyó sin hacerse un estudio de suelos?

Rpta. Si se realizó un estudio de suelos

7. ¿Había pendiente pronunciada en el terreno?

Rpta. Hubo un pequeño desnivel de 0.40m que luego fue rellenado y nivelado con el material de corte que se hizo de la misma zona de la obra

8. ¿La conexión entre el diafragma y el sistema resistente es eficaz?

Rpta. Si

9. ¿Hubo buena adherencia de la losa aligerada con los elementos estructurales que la sujetan?

Rpta. Si existió buena adherencia

10. ¿La distancia máxima entre muros y columnas se hizo bajo el criterio de alguna normativa o no?

Rpta. Se respetó lo indicado en los planos y no hubo exceso de distancia entre muros y columnas



11. ¿La losa aligerada se hizo con ladrillo de techo de concreto o ladrillo de arcilla cocida?

Rpta. Ladrillo de arcilla cocida

12. ¿Los parapetos de la edificación han sido adheridos a los elementos estructurales o no fueron conectados debidamente?

Rpta. Fueron correctamente adheridos a los elementos estructurales y tienen todos columnetas y vigas de amarre

13. Hubieron más de una dosificación en la preparación del concreto o todo se trabajó con $F'c=210\text{kg/cm}^2$.

Rpta. $F'c=210\text{kg/cm}^2$

14. ¿Los muros de los 3 primeros niveles son todos de saga o hay algún muro que se haya echo de cabeza o canto?

Rpta. Son todos de saga

15. ¿Se han colocado juntas de dilatación y si se han colocado, nos podría decir en qué zonas y si no fuera así, cuál cree usted que sean las zonas más críticas?

Rpta. No

16. ¿Se han colocado aditivos y si se han utilizado, nos podría decir para que y en que elemento estructural fue?

Rpta. No

17. ¿Se utilizó vibradora en el vaciado de concreto de los elementos estructurales o que procedimiento se hizo para eliminar los vacíos?

Rpta. Se utilizó vibradora

18. ¿Qué tipo de procedimiento se hizo para evitar las juntas frías?

Rpta. No se presentó problemas de junta fría

19. ¿Qué problemas usted recuerda que se presentaron durante la ejecución de la obra?

Rpta. No hubo problemas de mal tiempo, tampoco de cuadrillas ya que se contaba con personal de reserva

20. ¿Las columnas de ese nivel son continuas a la de los niveles inferiores o se hicieron separada de ellas?

Rpta. Si

21. ¿Cuánto tiempo duro la construcción de los 3 primeros niveles del pabellón D?

Rpta. Aproximadamente se inició en agosto de 1993 y se culminó aproximadamente en marzo del 1995

ANEXO “C”

MICROZONIFICACION

SISMICA DE LA CIUDAD DE

TRUJILLO.

MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE TRUJILLO

RESUMEN

Los objetivos del presente trabajo son: determinar los tipos de suelos existentes en cuanto a profundidad, determinar la distribución de estos suelos en toda el área de la ciudad, obtener sus parámetros de resistencia al esfuerzo cortante, definir la posición del nivel freático, determinar rangos de valores de capacidad de carga, evaluar probables zonas de comportamiento crítico, determinación del comportamiento de los suelos frente a movimientos sísmicos, así como las recomendaciones precisas para el diseño y construcción de edificaciones sismo resistentes.

Para el presente estudio se realizó en 2 etapas, inicialmente se realizó el Estudio Geotécnico del Distrito de Trujillo, y luego los Estudios de Refracción Sísmica de diversos sectores del Distrito de Trujillo; para así completar el Estudio de Microzonificación Sísmica del Distrito de Trujillo.

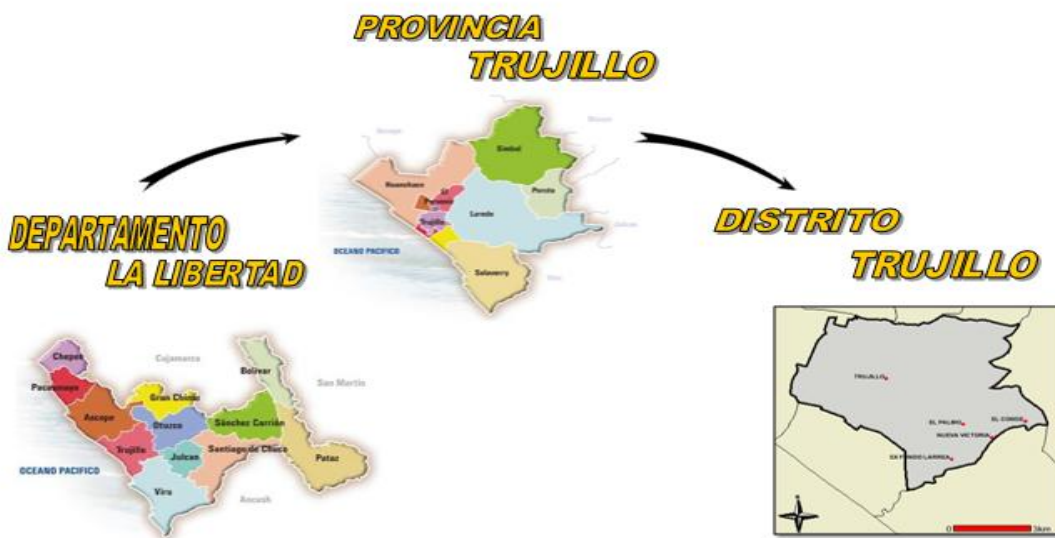
Las Pruebas de Campo fueron realizadas mediante calicatas a cielo abierto y sondajes mediante los equipos DPL y SPT. Los Ensayos de Laboratorio se realizaron en Laboratorios Geotécnicos de la zona de Trujillo; para así determinar los perfiles estratigráficos y propiedades mecánicas de los suelos de cimentación, a diversas profundidades de exploración.

Referente a los Ensayos Geofísicos estos fueron realizados con el Equipo de Refracción Sísmica MASW, en diversos sectores del Distrito de Trujillo. Estos ensayos van a ser útiles para la determinación de la profundidad del basamento, el perfil de las velocidades de las ondas S; y para la extrapolación lateral de perforaciones puntuales de suelos.

INTRODUCCION

La Microzonificación Sísmica de una Ciudad envuelve el manejo de una gran cantidad de información referente a la evaluación del riesgo sísmico, amenaza geológica, clasificación de las propiedades del suelo local, análisis de la respuesta dinámica de los depósitos, evaluación de los efectos de interacción suelo – estructura, creación de código para el diseño, planificación urbana, responsabilidad gubernamental, compañías de seguros y planes de defensa civil, evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las estructuras de las edificaciones existentes, especialmente aquellas de usos vital, tales como: hospitales, colegios, Dependencias Gubernamentales y Cuerpos de Bomberos, entre otros.

Cuando esta información se maneja con acertado criterio ingenieril tomándose en cuenta las lecciones aprendidas del comportamiento estructural de terremotos pasados, se hace entonces posible el logro de los objetivos básicos de la Ingeniería Sísmica: “**Reducir el Riesgo Sísmico en un área Urbana**”.



esas sobresalen las de los macizos aislados con las escombras producidos por la erosión y que forman sus laderas, los depósitos acarreados por las aguas que han creado las planicies que contienen a la ciudad actual, a Chan Chan la capital de los Chimú y a las tierras de cultivo del valle; los conos de deyección, el estrecho cono fluvial del río Moche y sus terrazas indicativas de que el río hizo nuevos cauces sobre depósitos antiguos, las formaciones litorales, las escarpas, que muestran las variaciones de la línea de playas en el curso de los tiempos; las capas fluvio eólicas y riachuelos al norte y los mantos de arena al este acumulados por el viento.

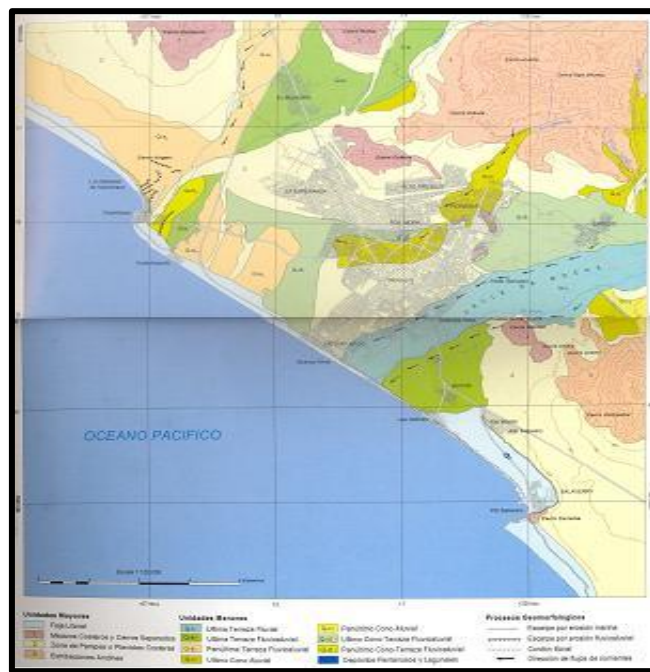


Figura N° 3: Mapa Geomorfológico del Distrito de Trujillo y sus Alrededores.



Figura N° 4: Vista Satelital del Distrito de Trujillo.

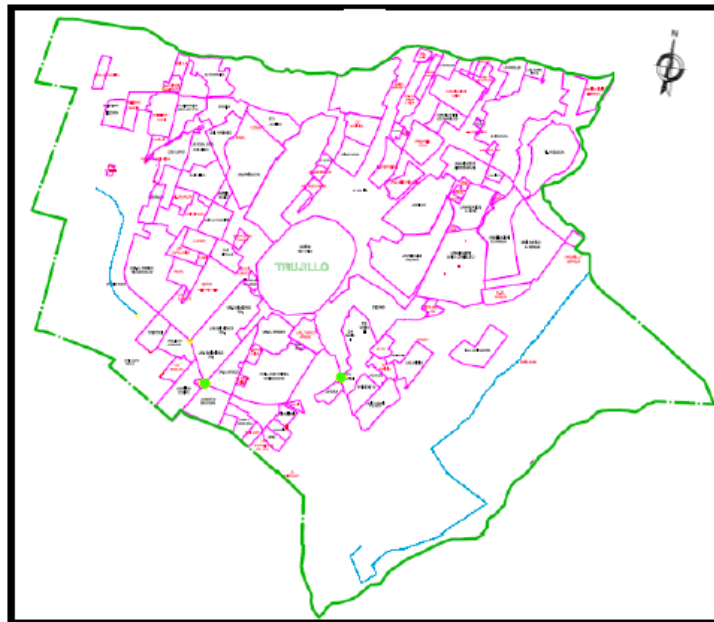


Figura N° 5: Mapa del Distrito de Trujillo con respectivas Urbanizaciones (123).

METODOLOGIA Y DESARROLLO

Para el presente estudio se utilizaron resultados de estudios de Mecánica de Suelos, para fines de cimentación realizados en el Distrito de Trujillo, por la Empresa SL DE INGENIERIA EIRL y por la Universidad Privada Antenor Orrego UPAO de Trujillo.

Los Estudios de Refracción Sísmica fueron realizadas por la Empresa Geotécnica JORGE E. ALVA HURTADO INGENIEROS E.I.R.L.

Dichos resultados fueron complementados con los estudios geomorfológicos y geológicos del Distrito de Trujillo.

- Revisión Bibliográfica y análisis de los estudios realizados.
- Obtención de información geotécnica a través de pruebas de campo (Calicatas y Sondeos a 3.00 m, y 4.00 m., de profundidad) y Ensayos de Laboratorio en lugares comprendidos dentro del ámbito del Distrito de Trujillo.
- Realizar la Microzonificación Geotécnica del Distrito de Trujillo: determinación de los suelos de acuerdo con su profundidad, determinación de los suelos en el área comprendida del distrito en estudio, definir la posición del Nivel Freático, determinar rangos de valores del Capacidad Admisible y evaluar probables zonas de comportamiento crítico.

Realizar la Investigación geofísica es determinar los perfiles sísmicos del suelo en función de las características de propagación de ondas, con profundidades de investigación variables según el objetivo específico en cada línea. Además, lograr un mayor conocimiento de las propiedades de las diferentes capas que servirán para complementar la información de superficie y el subsuelo.

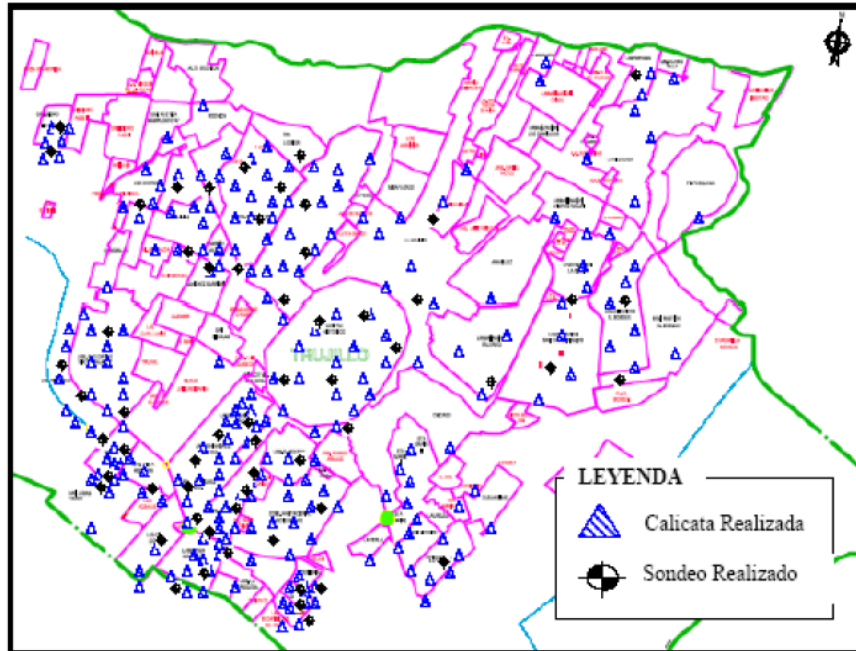


Figura N° 6: Mapa de ubicación de las Calicatas y Sondeos realizados



FOTO 1: Vista del Ensayo de Penetración Estándar (SPT), realizada por SL DE INGENIERIA EIRL en el Campus de la UPAO



FOTO 2: Vista del Ensayo de Penetración Estándar (SPT), realizado por SL DE INGENIERIA EIRL en el Centro Comercial Plaza Veá – Av. España.

RESULTADOS

Zonificación Geotécnica

En base a la información recopilada de Estudios Geotécnicos realizados en el Distrito de Trujillo (123 Urbanizaciones) se plantea la siguiente zonificación geotécnica:

ZONA I: Presenta una capa superficial de material de relleno de 0.10 m. a 0.30 m. de espesor, conformado por suelo orgánico con cierta basura. Continúa arena pobremente graduada (SP) o arena pobremente graduada con limos (SP-SM), con cierta presencia de gravas de $\frac{1}{2}$ “a $\frac{3}{4}$ ”, su compactación relativa varía de suelta a media, conforme nos vamos profundizando, de poca a regular humedad y de nula plasticidad. No se nota la presencia del NAF hasta la profundidad explorada de 4 m. a 5 m.

La capacidad de carga admisible para una cimentación corrida de 0.60 m de ancho en esta zona varía de 0.914 a 1.099 Kg/cm², para una profundidad de cimentación de 0.70 a 0.90 m.

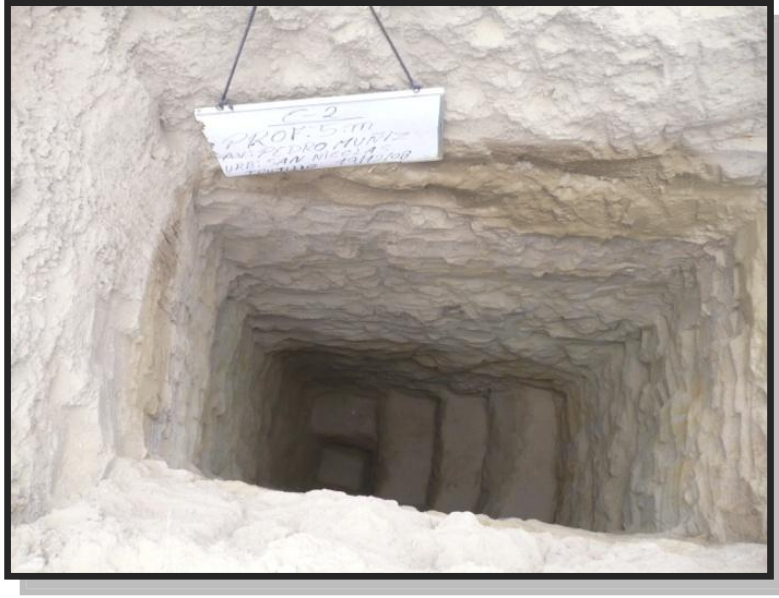


FOTO 3: Vista de la Calicata realizada por la UPAO, en la Av. Pedro Muñiz – Trujillo (Zona

D)



FOTO 4: Vista de la Calicata realizada por SL DE INGENIERIA EIRL en la Urb. San

Isidro I Etapa (Zona I)

ZONA II: Presenta una capa superficial de material de relleno de 0.40 m. de espesor, conformado por suelo orgánico y suelo agrícola. Continúa arena pobremente graduada (SP), de baja humedad, con cierta presencia de gravas menudas y de compacidad relativa media a compacta,

hasta 1.50 m. de profundidad. Luego se encuentra grava pobremente graduada (GP), de compactación relativa media a compacta, regular humedad, con cierta presencia aislada de bolonería a medida que nos vamos profundizando. No se nota la presencia del NAF a la profundidad explorada.

La capacidad de carga admisible para una cimentación corrida de 0.60 m de ancho, en esta zona es de 1.10 a 1.528 Kg/cm², para una profundidad de cimentación de 0.70 a 0.90 m.



FOTO 5: Vista de la Calicata realizada por SL DE INGENIERIA EIRL, en la Av.

Prolongación Santa – Trujillo (Zona II)



FOTO 6: Vista de la Calicata realizada por SL DE INGENIERIA EIRL, en la Av. Perú (Zona II)

ZONA III: Presenta una capa superficial de material de relleno de 0.40 m. de espesor. Luego continua arena arcillosa (SC) de regular humedad, de compacidad relativa media hasta la profundidad de 1.30 m. A continuación se nota arcilla de baja plasticidad (CL), de consistencia media, regular humedad y con cierta presencia de gravas de $\frac{3}{4}$ " de diámetro. En las urbanizaciones de Santa María IV y V Etapa, Los Laureles, Las Casuarinas, San Vicente, Villa Contadores, se nota presencia del NAF a 1.20 m. de profundidad.

La capacidad de carga admisible para las Urbanizaciones UPAO, El Galeno, Ingeniería y Belén, para una cimentación corrida de 0.60 m de ancho y una profundidad de cimentación de 0.70 a 0.90 m; varía de 1.039 a 1.232 Kg/cm².

La capacidad de carga admisible para las Urbanizaciones Santa María y Las Casuarinas, para una cimentación corrida de 0.60 m de ancho y una profundidad de cimentación de 0.70 a 0.90 m; varía de 0.794 a 0.939 Kg/cm².



FOTO 7: Vista de la Calicata realizada por SL DE INGENIERIA EIRL, en la Av. Prolongación Gonzáles Prada – Urb. Santa María V Etapa – Trujillo (ZONA III)



FOTO 8: Vista de la Calicata realizada por SL DE INGENIERIA EIRL, en la Urb. UPAO 2 (ZONA III)

ZONA IV: Presenta una capa superficial de material de relleno conformado por suelo orgánico y cierta basura, de 0.30 m. de espesor. Continúa arena pobremente graduada (SP) con cierta presencia de gravas de ½”, de baja humedad y de compacidad relativa suelta a

media. A continuación se nota arena limosa (SM) de compacidad relativa media, de baja a regular humedad, con cierta presencia de gravas de ¾” de diámetro conforme nos vamos profundizando.

La capacidad de carga admisible para una cimentación corrida de 0.60 m. de ancho y una profundidad de cimentación de 0.70 a 0.90 m; varía de 0.939 a 1.129 Kg/cm².



FOTO 9: Vista de la Calicata realizada por SL DE INGENIERIA EIRL, en la Av. América Sur – Trujillo (Zona IV)

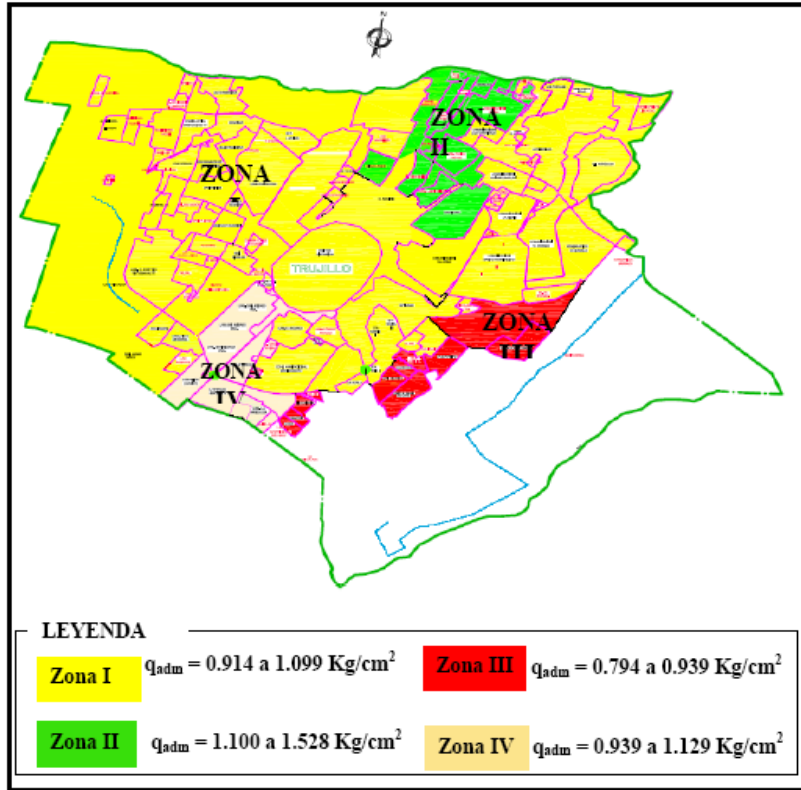


Figura: Mapa de Microzonificación Geotécnica del Distrito de Trujillo

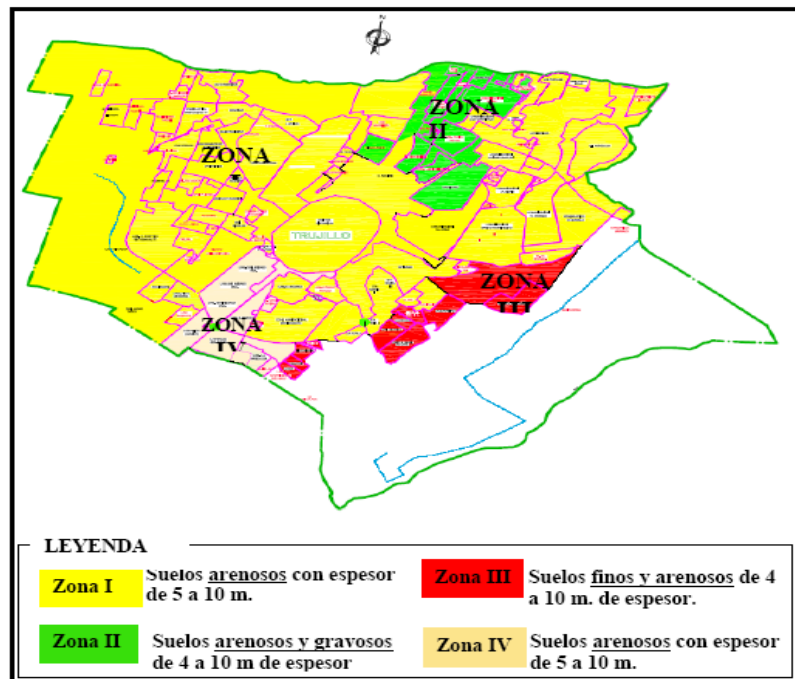


Figura N° 7: Mapa de Microzonificación Sísmica del Distrito de Trujillo

ANEXO “D”

TERREMOTOS EN EL PERÚ

EN LOS ÚLTIMOS 100 AÑOS,

QUE HAN

CAUSADO VÍCTIMAS

MORTALES.

Tabla D-1 Terremotos en el Peru en los ultimos 100 años

FECHA	MAGNITUD	ZONAS AFECTADAS	VÍCTIMAS Y DAÑOS MATERIALES
28 Dic. 1915	7.2 Ms	Dpto. de Arequipa	39 muertos. Daños de viviendas en Caravelí y desplome de casas en Acarí.
9 Abril 1928	7.3 Ms	Ayapata, Dpto. de Puno	Dstrucción de poblaciones de la prov. de Carabaya. 5,100 muertos. Se sintió intensamente en Puno, Cuzco y Huancané.
24 Mayo 1940	8.2 Ms	Costa Central del Perú	Acompañado de un maremoto leve. Fue sentido desde Guayaquil en el norte hasta Arica en el sur en total 1,000 muertos, en toda el área macrosísmica. Las zonas más afectadas en Lima fueron el Centro Barranco, La Molina y Chorrillos.
24 Agosto 1942	8.2 Ms	Departamentos de Ica y Arequipa	33 muertos. Dstrucción casi total en Nasca.
10 Nov. 1946	7.3 Ms	Quiches (Dpto. de Ancash) y Dpto. de La Libertad	2,500 muertos. Sismo asociado a un visible caso de dislocación tectónica (falla geológica). Ocurrieron deformaciones topográficas y derrumbes en la parte alta del pueblo de Quiches.
01 Nov. 1947	7.7 Ms	Satipo, Dpto. de Junín	2,233 muertos. Daños severos en Satipo intensidad IX MMI otros pueblos aledaños. La carretera a Satipo fue afectada en varios tramos. Sentido en casi todo el territorio peruano.
11 May. 1948	7.4 Ms	Dptos. Arequipa, Moquegua y Tacna	178 muertos. Daños de consideración en las construcciones antiguas de la ciudad de Moquegua. Daños leves en Arequipa.
28 May. 1948	7.0 Ms	Provincia de cañete Departamento de Lima	Sismo destructor; ocasiona 3 muertos y deterioro en la mayoría de las construcciones de adobe y quincha.
12 Dic. 1953	7.8 Ms	Dpto. de Tumbes y Sur de Ecuador	48 muertos en Perú, 36 en Ecuador.

Tabla D-2 Terremotos en el Peru en los ultimos 100 años

FECHA	MAGNITUD	ZONAS AFECTADAS	VÍCTIMAS Y DAÑOS MATERIALES
15 Enero 1958	7.5 Ms	Dptos. Arequipa y Moquegua	228 muertos; 845 heridos; 100,000 damnificados. Todas las casas antiguas de la ciudad de Arequipa sufrieron daños.
13 Enero 1960	7.5 Ms	Dptos. Arequipa y Moquegua	687 muertos; 2,000 heridos; 170,000 damnificados. Las ciudades de Arequipa y Moquegua severamente afectadas. Inhabilitación de carreteras. Chuquibamba, Caravelí, Cotabasi, Omate, Puquina en ruinas.
20 Nov. 1960	7.8 Mw 6.8 Ms	Dptos. de Piura, y Lambayeque	Dos muertos en Piura. Mueren 3 por un tsunami de gran altura, en los puertos de Eten y Pimentel
17 Oct. 1966	8.2 Mw	Costa central del Perú	Acompañado de un maremoto moderado. 220 muertos, 1,800 heridos, 258,000 damnificados. Zonas más afectadas de Lima: La Molina, Puente Piedra, zona antigua del Rímac y del Cercado. También las zonas adyacentes a los cerros y una franja a lo largo del río Rímac hasta el Caño.
31 may. 1970	7.9 Mw	Frente a las costas del departamento de Ancash	El más catastrófico ocurrido en el Perú, por la cantidad de víctimas. 67,000 muertos paso a la historia como el evento más mortífero de las inicios del siglo XX, numerosos heridos muchos de ellos requirieron hospitalización 3, 000,000 damnificados. Las ciudades de Yungay Ranrabirca desaparecieron cubiertas por un gigantesco aluvión que se desprendió del pico norte del Huascarán. Destrucción de Huaraz y otras ciudades. Sentido potente desde Tumbes hasta Ica y desde la costa hasta Iquitos.
9 Dic. 1970	7.1 Mw	Dptos. de Tumbes y Piura.	1,167 muertos + 48 desaparecidos, 2,500 heridos; casi 300,000 damnificados. Duración de cerca de 2 minutos, 252 muertos; 3,600 heridos; 300,000

Tabla D-3 Terremotos en el Peru en los ultimos 100 años

FECHA	MAGNITUD	ZONAS AFECTADAS	VÍCTIMAS Y DAÑOS MATERIALES
3 Oct. 1974	8.1 Mw	Dptos. de Lima e Ica	damnificados. Son afectadas: Lima, Mala, Cañete, Chincha y Pisco. En Lima sufrieron daños edificios públicos, iglesias monumentos históricos. El Tsunami inundó varias fábricas en El Callao.
26 Feb. 1996	7.5 Mw	Dptos. de Lambayeque, La Libertad y Ancash.	40 muertos + 17 desaparecidos, 200 heridos y 22,000 damnificados por el sismo y tsunami.
12 Nov. 1996	7.7 Mw	Llamado Terremoto de Nasca. Límites de los Dptos. Ica y Arequipa.	20 muertos; 2,000 heridos y 200,000 damnificados
23 Jun. 2001	8.4 Mw	Costas del Departamento de Arequipa, efectos en Moquegua y Tacna	240 muertos, 70 desaparecidos en Camana por el tsunami, 2,400 heridos y 460,000 damnificados
25 Set. 2005	7.5 Mw	Norte y parte del centro de Perú, Terremoto de Lamas	10 muertos; 164 heridos; 12,600 damnificados. Daños más severos en Lamas.
15 Agto. 2007	8.0 Mw	Prov. de Pisco, Ica, Chincha y Cañete	596 fallecidos; 2,000 heridos; 340,000 damnificados

ANEXO “E”

VERIFICACIÓN DE SISTEMA

ESTRUCTURAL DE LA

EDIFICACIÓN REFORZADA

Figura E-1 Planta de Pabellón “D” Reforzada con Placas.

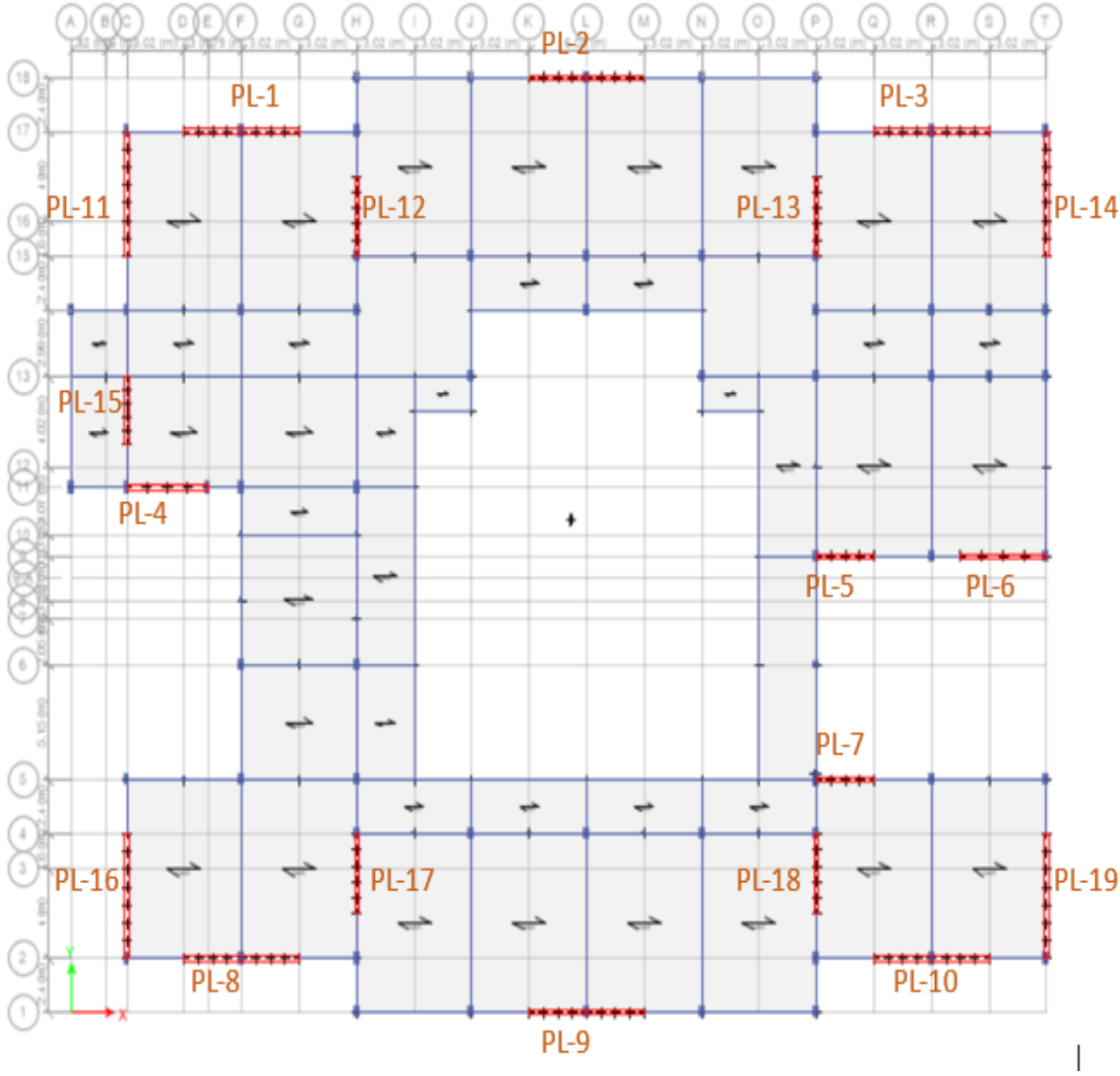


Tabla E-1 Fuerza de Reacción en X Generada por los Muros Estructurales (Placas)

FUERZA DE REACCION EN X GENERADA POR LOS MUROS ESTRUCTURALES (PLACAS)										
Placa - 1		Placa - 2		Placa - 3		Placa - 4		Placa - 5		
Punto	Fuerza	Punto	Fuerza	Punto	Fuerza	Punto	Fuerza	Punto	Fuerza	
7	24.8838	4	25.1944	10	25.0294	32	31.9707	36	12.9483	
71	22.0152	120	22.524	124	22.1024	33	31.373	142	10.6752	
102	22.0503	122	22.5291	126	21.9885	290	36.8324	313	10.7855	
248	20.61	101	20.8711	206	20.7229	299	37.0727	322	10.0286	
257	21.374	173	21.6318	215	21.4589	304	36.548	327		
262	20.3903	178	20.7627	220	20.4851					
271	20.6034	187	20.8697	229	20.7207					
276	21.3514	192	21.6243	234	21.4745					
281	20.4003	197	20.7434	239	20.4233					
	193.679		196.7505		194.4057		173.797		44.4376	
Placa - 6		Placa - 7		Placa - 8		Placa - 9		Placa - 10		
Punto	Fuerza	Punto	Fuerza	Punto	Fuerza	Punto	Fuerza	Punto	Fuerza	
39	25.2889	86	15.6867	54	20.1544	61	20.7187	57	18.7252	
147	21.8112	93	15.7108	130	18.3028	138	18.8379	140	17.4571	
336	24.8025	359	14.2249	136	18.2156	139	18.8396	141	17.5081	
345	23.9152	368	14.7281	382	16.7859	466	17.1753	424	15.516	
350	22.5286	373	14.7849	391	17.3979	475	17.8673	433	16.2426	
				396	16.719	480	17.236	438	15.7192	
				405	16.6888	489	17.1801	447	15.5503	
				410	17.3641	494	17.8745	452	16.3009	
				415	16.6579	499	17.244	457	15.8397	
	118.346		75.1354		158.2864		162.973		148.859	
Sistema Estructural de concreto de Muros Estructurales				Direccion X						
				CORTANTE DINÁMICO	% de participacion de las placas	% de participacion minimo	Resultado			
				Cortante total en la Base	1521.6854					
Fuerza actuante de las placas				1466.67	96.38	70	Cumple			

Tabla E-2 Fuerza de Reacción en Y Generada por los Muros Estructurales (Placas)

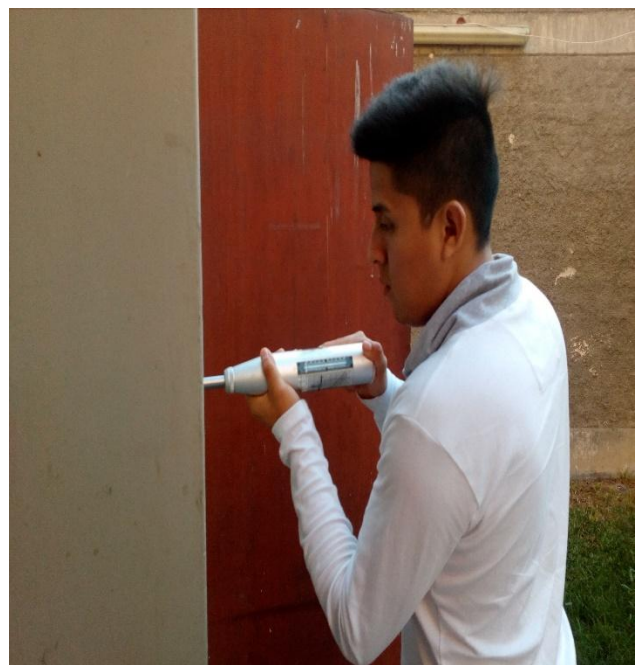
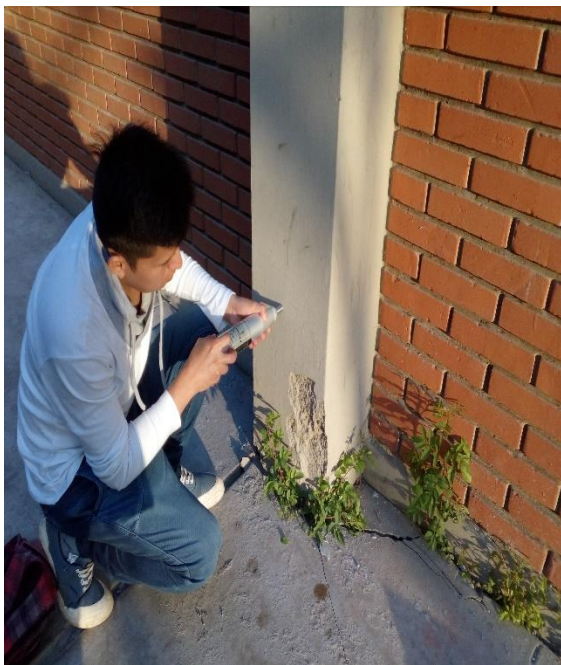
FUERZA DE REACCION EN Y GENERADA POR LOS MUROS ESTRUCTURALES (PLACAS)										
Placa - 11		Placa - 12		Placa - 13		Placa - 14		Placa - 15		
Punto	Fuerza	Punto	Fuerza	Punto	Fuerza	Punto	Fuerza	Punto	Fuerza	
1	30.8249	12	27.6159	16	27.6534	11	33.0937	95	11.7585	
38	23.4108	143	20.6141	144	20.7019	40	24.9092	160	10.5998	
161	21.5843	648	22.0941	716	22.4654	162	23.117	614	9.9286	
508	23.8537	659	23.7441	727	24.2254	784	26.1073	625	9.6103	
521	23.9068	665	22.7887	733	23.288	795	26.6997	631	9.2702	
528	24.0113	671	22.9198	739	23.2638	801	26.0837	637	9.2299	
535	23.2781					807	26.4836			
548	23.4177					818	26.1846			
	194.288		139.7767		141.5979		212.679		60.3973	
Placa - 16		Placa - 17		Placa - 18		Placa - 19				
Punto	Fuerza	Punto	Fuerza	Punto	Fuerza	Punto	Fuerza			
53	28.2793	48	27.4372	52	26.5596	58	20.6582			
75	20.7676	145	20.4938	146	21.2728	73	14.7824			
163	19.8257	682	21.9433	750	22.631	164	14.5092			
561	21.2275	693	23.5776	761	24.8859	829	15.5742			
574	21.058	699	22.6184	767	24.2338	840	15.6552			
581	21.0614	705	22.7633	773	24.2188	846	15.2263			
588	20.5304					852	15.5069			
601	21.1997					863	15.9007			
	173.95		138.8336		143.8019		127.813			
Sistema Estructural de concreto de Muros Estructurales				Direccion Y						
				CORTANTE DINÁMICO	% de participacion de las placas	% de participacion minimo	Resultado			
				Cortante total en la Base	1521.6843					
Fuerza actuante de las placas				1333.1365	87.61	70	Cumple			

ANEXO “F”

PANEL FOTOGRAFICO DE

ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA

Foto F-1: Ensayo de Esclerometría en el Pabellón “D”



ANEXO “G”

PLANOS REPLANTEADOS DEL

PABELLÓN “D”