

UNIVERSIDAD PERUANA UNION

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

E.A.P. Ingeniería Civil



UNA INSTITUCIÓN ADVENTISTA

Tesis

Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica del Edificio Universal del Ministerio de Economía y Finanzas – Sede Lima

Tesis presentada para optar el título de Ingeniero Civil

Autores

Bach. Alan Raúl Amoroto Alvarado

Bach. Misael Choquehuanca Yapura

Asesor

Mg. Leonel Chahuares Paucar

Diciembre - 2014

FICHA CATALOGRÁFICA



AMOROTO ALVARADO, Alan Raúl y CHOQUEHUANCA YAPURA, Misael. Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del edificio Universal del Ministerio de Economía y Finanzas – Sede Lima. Tesis (Ingeniero Civil). Chullunquiani, Juliaca: Universidad Peruana Unión, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, 2014. 205 p.:21cm x 29.7 cm.

Asesor: Mg. Leonel Chahuares Paucar.

Hoja de aprobación de tesis

Dedicatoria

Con amor, para las personas que me dieron todo su apoyo incondicional, por sus consejos, sus valores, sus motivaciones y sus ejemplos de perseverancia que me han permitido ser una persona de bien, Fortunato Amoroto y Jesús Alvarado.

A mi esposa, por su paciencia y comprensión, preferiste sacrificar tu tiempo para que yo pudiera cumplir con el mío. Por tu bondad y sacrificio me inspiraste a ser mejor para ti, ahora puedo decir que esta tesis lleva mucho de ti, gracias por estar siempre a mi lado, Ruth.

A mis hermanos, quienes ven en mí un ejemplo de perseverancia, siendo ellos testigos que en las manos de Dios todo es posible. A mis abuelos Juan Alvarado y Feliciano Sánchez, quienes me brindaron su amor en mi infancia y aun en los últimos años de su vida están pendiente de mí.

Agradecimiento

A mi Dios, que siempre está a mi lado cumpliendo sus promesas de amor, que cada día se manifiesta en mi vida me dio la oportunidad de iniciar y culminar esta preciosa carrera y me da la oportunidad de seguir avanzando a su lado.

Al Ing. Ferrer Canaza Rojas, quien siempre nos brindó su apoyo total desde inicios de mi carrera, motivándome siempre a mejorar cada día.

A mi asesor Mg. Leonel Chahuaares Paucar, quien estuvo pendiente durante la elaboración del informe de tesis. A mi jurado quienes con sus observaciones y recomendaciones hicieron posible el informe final de Tesis.

A mis amigos que sin duda alguna fueron instrumentos de Dios para animarme, quienes me brindaron su apoyo emocional y económico de manera incondicional.

Atte. Alan Raúl Amoroto Alvarado

Dedicatoria

Con mucho cariño dedico esta tesis:

A mis padres y a mi abuelita Paola quienes a lo largo de mi vida han velado por mi bienestar y educación, siendo mi apoyo y mi mayor ejemplo en todo momento. Los amo.!

A mis hermanos por estar siempre presente, acompañándome para poder realizarme como persona.

A mis tíos y primos, por su apoyo incondicional desde los inicios de mi carrera.

A mi futura familia.

Agradecimiento

A Dios por darme el privilegio de culminar mis estudios en su Universidad Peruana Unión y hacer realidad mis sueños.

A mi familia por brindarme su apoyo incondicional y enseñarme el verdadero valor de la familia.

A mi asesor Mg. Leonel Chahuares Paucar, al director de E.A.P. de Ingeniería Civil, Ing. Ferrer Canaza Rojas y al grupo selecto de dictaminadores, quienes me brindaron su apoyo y confianza en todo el proceso de la investigación.

Son muchas las personas que han formado parte de mi formación profesional a las que me encantaría agradecerles su amistad, consejos, apoyo, ánimo y compañía en los momentos más difíciles de mi vida. Algunas están aquí conmigo y otras en mis recuerdos y en mi corazón, sin importar en donde estén quiero darles las gracias por formar parte de mí, por todo lo que me han brindado y por todas sus bendiciones.

Atte: Misael Choquehuanca Yapura

Índice general	Pg.
Índice de Figuras	10
Índice de Tablas	12
Índice de anexos.....	14
Símbolos usados	15
Resumen	18
Abstract	20
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN.....	21
1.1.1. Objetivo general	22
1.1.2. Objetivos específicos.....	22
1.2.1. Justificación práctica.....	23
1.2.2. Justificación teórica	23
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	27
2.1. Antecedentes.....	27
2.2. Sismo	29
2.2.1. Peligro sísmico	29
2.2.2. Sismicidad en el Perú.....	31
2.2.3. Registro sísmico de la ciudad de Lima	33
2.2.4. Efectos de los sismos en las estructuras	35
2.3. Vulnerabilidad sísmica.....	37
2.3.1. Clases de vulnerabilidad.....	38
2.4. Evaluación de la vulnerabilidad sísmica.....	39
2.4.1. Calidad de los materiales	39
2.4.2. Configuración estructural.....	44
2.4.3. Aceleración del terreno.....	48
2.4.4. Diseño sísmico	49
2.4.4.1. Análisis sismorresistente	50
2.4.4.2. Análisis dinámico	50

2.5. Ensayos de microtrepidaciones	55
2.6. Diferencia entre diseño y evaluación	57
2.7. Medidas de mitigación del nivel de vulnerabilidad.....	58
CAPITULO III: MATERIALES Y MÉTODOS	60
3.1. Metodología de la investigación.....	60
3.2. Materiales	61
3.2.1. Población.....	61
3.2.2. Muestra	62
3.2.3. Memoria descriptiva.....	63
3.2.3.1. Características generales	63
3.2.3.2. Ubicación.....	63
3.2.3.3. Arquitectura	64
3.2.3.4. Estado de la construcción	65
3.2.3.5. Estructura y cimentación	66
3.2.3.6. Topografía.....	68
3.2.3.7. Geología.....	68
3.3. Métodos de evaluación de vulnerabilidad sísmica	68
3.3.1. Método ACT 21 - FEMA 154.....	68
3.3.1.1. Formulario de recolección de datos	70
3.3.2. Índice de vulnerabilidad sísmica	72
CAPITULO IV: RESULTADOS Y DISCUSIONES	75
4.1. Nivel 1- Aplicación del método ATC 21 – FEMA 154	75
4.2. Nivel 2- Evaluación de la vulnerabilidad estructural del edificio Universal del MEF	78
4.2.1. Análisis de resultados de resistencia a la compresión	79
4.2.1.1. Obtención de testigos de concreto endurecido	79
4.2.1.2. Escaneo de acero.....	80
4.3. Análisis de ensayo de resistencia a la tracción	83

4.3.1.	Obtención de muestras de acero	83
4.4.	Análisis del resultado de mecánica de suelos	85
4.4.1.	Estudio de mecánica de suelos	85
4.4.2.	Perfil estratigráfico	87
4.4.3.	Análisis de cimentación	87
4.4.3.1.	Calculo de capacidad portante admisible.....	87
4.5.	Análisis de ensayos de microtrepidaciones.....	90
4.5.1.	Medición de microtrepidaciones	90
4.6.	Modelo matemático	93
4.6.1.	Análisis estructural	94
4.6.1.1.	Propiedades de los materiales.....	94
4.6.1.2.	Definición de elementos estructurales	97
4.6.2.	Análisis estático.....	100
4.6.2.1.	Levantamiento estructural.....	101
4.6.2.2.	Calculo del coeficiente de cortante en la base	101
4.6.2.3.	Asignación de casos de carga estática.....	102
4.6.2.4.	Cortante en la base análisis estático	104
4.6.3.	Análisis dinámico	104
4.6.3.1.	Incorporación del espectro de diseño	105
4.6.3.2.	Resultados del análisis dinámico	107
4.7.	Análisis de puntuación de índice de vulnerabilidad sísmica	119
4.7.1.	Factor estructural.....	119
4.7.1.1.	Tipo de edificio	119
4.7.1.2.	Año de construcción	120
4.7.1.3.	Irregularidad vertical	120
4.7.1.4.	Piso suave.....	120
4.7.1.5.	Irregularidad torsional.....	121
4.7.1.6.	Irregularidad en planta.....	121

4.7.1.7. Columnas cortas.....	121
4.7.1.8. Junta de separación	122
4.7.1.9. Acumulación de agua	122
4.7.1.10. Revestimiento pesado	122
4.7.1.11. Daño visible	123
4.7.2. Factor de cimentación	124
4.7.2.1. Tipo de suelo	124
4.7.2.2. Potencial de licuación	124
4.7.2.3. Tipo de cimentación.....	124
4.7.2.4. Estabilidad de taludes.....	124
4.7.3. Sumatoria del puntaje del edificio	124
4.8. Recomendaciones para medidas de mitigación de la vulnerabilidad sísmica.	125
4.8.1. Propuesta de reforzamiento estructural mediante sistema de protección sísmica - disipadores de energía	125
4.9. Costos estimados del reforzamiento del edificio universal del MEF	127
4.9.1. Principales características y estimación de costos	127
4.9.2. Costo estimado del reforzamiento estructural mediante disipadores de energía - Edificio Universal	128
4.10. Prueba de hipótesis.....	128
4.10.1. Para derivas de entepiso.....	128
4.10.2. Para periodos fundamentales	131
CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	133
5.1. Conclusiones	133
5.1.1. De la calidad de los materiales	133
5.1.2. De los estudios de mecánica de suelos.....	133
5.1.3. Modelo matemático y ensayos experimentales de microtrepidaciones .	134
5.2. Recomendaciones	134
REFERENCIAS.....	136

Índice de Figuras

Figura 1 - Desplazamientos de las grandes placas (Kuroiwa 2002)	29
Figura 2 - Modelo simplificado del peligro sísmico (Kuroiwa 2002).....	30
Figura 3 - Epicentro de los sismos ocurridos entre 1513 y 1959	32
Figura 4 - Mapa de intensidades sísmicas de Lima-Sismo de 1974	34
Figura 5 - Colapso del edificio Alto Rio (CSN 2010)	36
Figura 6 - Colapso del hotel Embassy de Pisco (Quiroz 2007)	36
Figura 7 - Relación entre vulnerabilidad, amenaza y riesgo (CEPAL – BID)	38
Figura 8 - Diagrama de esfuerzo – Deformación (Pytel y Singer 1994)	41
Figura 9 - Irregularidad en elevación (Reitherman 1994).....	44
Figura 10 - Irregularidad en planta (Reitherman 1994)	46
Figura 11 - Efecto de martilleo (Murty 2005).....	47
Figura 12 - Peso concentrado en pisos superiores y distribución asimétrica (ICG 2013).....	48
Figura 13 - Zonificación sísmica del Perú	49
Figura 14 - Gráfico de un periodo (Kuroiwa 2002)	54
Figura 15 - Equipo de ensayos de microtrepidaciones (IGR 2013)	56
Figura 16 - Proceso cuantitativo (Hernández y otros, 2010)	60
Figura 17 - Plano de los edificios del Ministerio de Economía y Finanzas – Lima (MEF).....	61
Figura 18 - Vista en elevación desde el Jr. Lampa edificio Central 1 y edificio Universal (google maps).....	62
Figura 19 - Ubicación del edificio universal del MEF (google maps).....	64
Figura 20 - Auscultación de zapata z-1 (IGR 2013)	67
Figura 21 - Vista exterior del edificio universal (IGR 2013).....	67
Figura 22 - Formulario de investigación visual rápido de edificios – Sismicidad moderada (ATC 21 – FEMA 154).....	76
Figura 23 - Formulario de recolección de datos de investigación visual rápida – Sismicidad alta (ATC 21- FEMA 154)	77
Figura 24 - Equipo utilizado para la extracción de muestras de concreto	79
Figura 25 - Equipo utilizado para detectar acero	80
Figura 26 - Escaneo de acero y ubicación de puntos de extracción de testigos de concreto endurecido	81
Figura 27 - Muestras de acero corrugado extraídas	84
Figura 28 - Codificación de muestras de acero	84
Figura 29 - Falla por capacidad de carga en el suelo	88
Figura 30 - Ensayos de microtrepidaciones en el piso 8.....	90
Figura 31 - Ejemplo del software blastware, en donde se observan las señales de registro con sus tres componentes (transversal, vertical y longitudinal)	91
Figura 32 - Ensayos de microtrepidaciones del punto 15	92

Figura 33 - Vista del modelo tridimensional de la edificación	100
Figura 34 - Patrones de carga estática	103
Figura 35 - Asignación de casos sismo estático y el valor de la aceleración	103
Figura 36 - Espectros respuesta sísmica.....	107
Figura 37 - Deformada del primer modo. $T_1=0,48$ s.....	109
Figura 38 - Deformada del tercer modo. $T_2=0,37$ s.	109
Figura 39 - Deformada del tercer modo. $T_3=0,35$ s.	110
Figura 40 - Deformada del cuarto modo. $T_4=0,18$ s.	110
Figura 41 - Desplazamientos en los sentidos X-X, Y-Y.....	112
Figura 42 - Distorsiones de entrepiso X-X, Y-Y	114
Figura 43 - Falla de una columna por rotula plástica	119
Figura 44 - Zonificación de actividades sísmicas	120
Figura 45 - Verificación de muros de ladrillos pandereta	121
Figura 46 - Junta de separación sísmica	122
Figura 47 - Vista de un testigo del primer piso en el cual se aprecia el revestimiento	123
Figura 48 - Daños visibles ocasionados por remodelaciones en el edificio	123
Figura 49 - Aplicación de disipadores de energía en México	126
Figura 50 - Rehabilitación con contravientos de acero en el edificio de aguas calientes (México).....	126
Figura 51 - Curva de chi cuadrado para los desplazamientos	130
Figura 52 - Curva de chi cuadrado para los periodos fundamentales.....	132

Índice de Tablas

Tabla 1 - Magnitudes y efectos en la escala de richter.....	30
Tabla 2 - Registro sísmico de la ciudad de Lima.....	35
N - Factor de corrección.....	40
Tabla 4 - Irregularidades estructurales en altura.....	45
Tabla 5 - Irregularidades estructurales en planta.....	46
Tabla 6 - Factores de zona.....	49
Tabla 7 - Límites para desplazamiento lateral de entrepiso.....	53
Tabla 8 - Parámetros de periodo fundamental	54
Tabla 9 - Parámetros de frecuencia.....	57
Tabla 10 - Condiciones mínimas de la calidad del concreto para el reforzamiento estructural	59
Tabla 11 - Áreas construidas de los edificios del MEF.....	62
Tabla 12 - Áreas y usos por cada nivel.....	65
Tabla 13 - Tipos de edificación según el método FEMA 154.....	70
Tabla 14 - Modificadores del comportamiento sísmico	71
Tabla 15 - Tabla de carga de personas según el tipo de edificación.....	72
Tabla 16 - Significado de las nomenclaturas que aparecen en el formato - FEMA 154.....	72
Tabla 17 - Puntuación de índice de vulnerabilidad.....	74
Tabla 18 - Comparación de valores de puntuación S.....	78
Tabla 19 - Resultados de los ensayos de resistencia a la compresión de los testigos en el edificio Universal.....	82
Tabla 20 - Cuadro estadístico de $f'c$	83
Tabla 21 - Resultados de los ensayos de resistencia a la tracción del edificio Universal....	85
Tabla 22 - Cuadro de calicatas	86
Tabla 23 - Datos para el cálculo de q_u	89
Tabla 24 - Resultados de ensayos de microtrepidaciones	93
Tabla 25 - Pesos equivalentes de albañilería	96
Tabla 26 - Resultado del cortante en la base según modelo matemático	104
Tabla 27 - Parámetros de diseño sismorresistente considerados en el presente estudio (Edificio Universal).....	105
Tabla 28 - Valores del espectro de pseudo aceleraciones	106
Tabla 29 - Porcentajes de participación modal de masas en ambas direcciones principales.....	108
Tabla 30 - Desplazamientos de los diafragmas en el sentido X-X.....	111
Tabla 31 - Desplazamientos de los diafragmas en el sentido Y-Y	112
Tabla 32 - Distorsiones de entrepiso X-X	113
Tabla 33 - Distorsiones de entrepiso Y-Y	113

Tabla 34 - Reacciones en la base	115
Tabla 35 - Resumen de cortantes	115
Tabla 36 - Cortante último que aporta el edificio X-X	116
Tabla 37 - Cortante último que aporta el edificio Y-Y	117
Tabla 38 - Cuadro comparativo de cortantes	117
Tabla 39 - Centro de masa y rigidez	118
Tabla 40 - Comparación de periodos obtenidos	119
Tabla 41 - Puntaje estructural del edificio	125
Tabla 42 - Estimación de costos de construcción nueva	128
Tabla 43 - Prueba de hipótesis de los desplazamientos en X-X	129
Tabla 44 - Prueba de hipótesis de los desplazamientos en Y-Y	130
Tabla 45 - Prueba de hipótesis de los periodos fundamentales en dirección transversal ..	131
Tabla 46 - Prueba de hipótesis de los periodos fundamentales en dirección longitudinal..	132

Índice de anexos

Anexo 1: Certificados de calidad de los materiales.

- Ensayos resistencia a la compresión
- Ensayos de resistencia a la tracción

Anexo 2: Certificados de EMS.

Mapa de zonificación sísmica de Lima.

Perfil estratigráfico.

Anexo 3: Certificados de vibraciones ambientales.

Anexo 4: Planos de arquitectura.

Planos de ubicación de calicatas

Planos de extracción de diamantina.

Planos de vibraciones ambientales.

Símbolos usados

MEF: Ministerio de Economía y finanzas

CISMID: Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres

EMS: Estudio de mecánica de suelos

NPN: Nivel de terreno natural

GP: Grava mal graduada

FEMA: Federal Emergency Management Agency

ATC: Applied Technology Council

RVS: Investigación visual rápido de edificios

NTP: Norma Técnica Peruana

AT – RP: Norma de procedimiento interno

UNI: Universidad Nacional de Ingeniería

NTE: Norma Técnica de Edificaciones

MM: Escala sísmológica de Mercalli

CSN: Centro Sísmológico Nacional, Universidad de Chile

ICG: Instituto de la Construcción y Gerencia

IGR: Ingeniería y Gestión de Riesgos

ASTM: American Society for Testing and Materials

RNE: Reglamento Nacional de Edificaciones

MRF: Pórtico de acero resistente a momento

BR: Estructura de acero arriostrado

LM: Estructura de metal ligero.

RC SW: Estructuras de acero con muros de corte

URM INF: Estructuras de acero con muros de relleno de mampostería no reforzada

SW: Edificios de muros de corte de concreto

URM INF: Estructura de concreto con mampostería de relleno no reforzada.

TU: Estructuras pre-fabricadas

PC2: Estructuras de concreto pre-fabricado

FD: Mampostería reforzada con losa de diafragma flexible

RD: Mampostería reforzada con losa de diafragma flexible

IGP: Instituto geofísico del Perú

Sa: Aceleración espectral

G: Aceleración de la gravedad

R: Coeficiente de reducción

Z: Zonificación

S: parámetro del suelo

C: Factor de amplificación sísmica

U: Categoría de la edificación

T: Periodo fundamental de la edificación

“S”: Puntuación estructural según el FEMA 154

SUCS: Sistema unificado de clasificación de suelos

Pi: Asentamiento inicial probable

qu: Esfuerzo del terreno

U: Relación de poisson

Ø: Angulo de fricción

Ec: Módulo de elasticidad del concreto

Es: Módulo de elasticidad del acero

Fs: Factor de seguridad

Gm: Densidad del terreno

Df: Profundidad de la cimentación

B: Ancho o radio de la cimentación

Fy: Resistencia del acero a tracción

f'c: Resistencia a la compresión del concreto

ym: Peso específico del concreto

CM: Carga muerta

CV: Carga viva

V: Cortante en la base

Resumen

El objetivo de la investigación es evaluar la vulnerabilidad sísmica del edificio Universal del Ministerio de Economía y Finanzas - Sede Lima, usando el Método ATC 21- FEMA 154, el Método de índice de vulnerabilidad propuesta por Chang (1995) y el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), de acuerdo a las cargas y los resultados reales de las propiedades de los materiales.

La metodología de la investigación tiene un enfoque cuantitativo, en ese sentido la investigación demanda el uso de recolección de datos para probar la hipótesis por medio de un proceso secuencial.

En el Nivel 1 de investigación, se realiza una inspección visual rápida del edificio Universal, con el cual se obtuvo una puntuación $S < 2$, indicando que la estructura debe ser sometida a un estudio más detallado. En consecuencia se procede a realizar el Nivel 2 de la investigación.

El Nivel 2 de la investigación consiste en realizar ensayos de las propiedades de los materiales, de los cuales según los resultados de resistencia a la compresión indican que el 50 % de los elementos estructurales no superan el mínimo valor de $f'_c=175 \text{ kg/cm}^2$, como indica la Norma E-0.60. Asimismo, los ensayos de resistencia a la tracción prueban que el acero posee el 15 % menos de lo requerido como indica la NTP 341.031:2008 ($f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$). De mismo modo, de acuerdo a los estudios de mecánica de suelos y la mapa de zonificación sísmica de la ciudad de Lima, el terreno de fundación es rígido (Tipo I.).

En consecuencia, según el modelo matemático, los periodos fundamentales están por debajo de lo esperado para edificios de 6 a 10 niveles (0.6 s – 1.0 s), los cuales son corroborados con los estudios experimentales de microtrepidaciones in situ. Asimismo, los valores de desplazamientos de entrepiso indican que la estructura es muy rígida y no posee la capacidad de comportamiento elástico frente a las fuerzas sísmicas.

En conclusión, la vulnerabilidad sísmica del edificio Universal es moderada con un índice de vulnerabilidad sísmica de 51 %. En consecuencia se recomienda realizar un estudio estructural con disipadores de energía, ya que el edificio es muy

rígido para plantear un reforzamiento estructural con elementos de concreto armado.

Abstract

The aim of the research is to evaluate the seismic vulnerability of the Universal building of the Ministry of Economy and Finance - Headquarters Lima, using the ATC Method 21- FEMA 154, the vulnerability index method proposed by Chang (1995) and the National Building Regulations (RNE), according to the loads and actual results of the properties of materials.

The research methodology has a quantitative approach, in that sense the research demands the use of data collection to test the hypothesis through a sequential process.

For Tier 1 research a quick visual inspection of Universal building, with which a score $S < 2$ indicating that the structure must be subjected to a more detailed study was obtained is performed. Consequently it proceeds to Level 2 of the investigation.

Level 2 of the research is to test the properties of materials, which according to the results of compressive strength indicate that 50% of the structural elements do not exceed the minimum value of $f_c = 175 \text{ kg / cm}^2$ as indicated by Norma E-0.60. Also, testing tensile steel prove that owns 15% less than required as indicated by the NTP 341 031: 2008($f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$). Similarly, according to the study of soil mechanics and the seismic zonation map of the city of Lima, the subgrade is hard-Type I.

Consequently, according to the mathematical model, the fundamental periods are lower than expected for buildings of 6-10 levels (0.6 s - 1.0 s), which are corroborated with experimental studies of in situ Microtremors. Also, mezzanine displacement values indicate that the structure is very stiff and lacks the ability to elastic behavior in the simian forces.

In conclusion, the seismic vulnerability of the Universal building is moderate with an index of seismic vulnerability of 51%. Consequently it is recommended that a study of structural reinforcement with energy dissipators, as the building is very hard to raise a structural strengthening of reinforced concrete elements.

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

La antigüedad y carencia de información estructural del edificio Universal del Ministerio de Economía y Finanzas – Sede Lima, genera la incertidumbre de la resistencia y capacidad de respuesta frente a las fuerzas sísmicas. De ser susceptible la edificación frente a las fuerzas sísmicas, la vida del personal que labora en el Ministerio y los transeúntes de los jirones donde se ubica el inmueble se expondría al peligro. Además, siendo el edificio Universal, una de las más importantes y representativas para el estado peruano, quienes velan por la política económica de la nación.

El edificio en estudio, anteriormente pertenecía a la Compañía de Seguros “La Universal”, más adelante en el año 1966 el Ministerio de Economía y Finanzas toma a su disposición los ambientes del edificio Universal, según el certificado de registro inmobiliario con partida N° 155562, documentos que indican que el edificio tiene una antigüedad mayor a cinco décadas. Asimismo, existen planos de reforzamiento estructural realizados en el año 1960 por el Arquitecto Ricardo J. Malachowski B y el Ingeniero Luis M. Bozzo Rotondo.

Además, considerando la época en la que el edificio fue diseñado y construido, el estado de arte de diseño sísmico aún estaba en desarrollo como ciencia, por lo que se admite que el edificio fue construido con las limitaciones del conocimiento del diseño sismorresistente. Blanco (2010) confirma que en 1970, se publica el primer Reglamento Nacional de Construcciones, incluyendo en el capítulo IV las exigencias para “seguridad contra efectos destructivos de los sismos”. Además, Kuroiwa (2002, cap. 3) menciona que la costa peruana es un territorio de mayor actividad sísmica, al estar ubicada en la zona de subducción de las placas tectónicas de Nazca y Sudamericana.

Para argumentar y determinar ¿Cuál es la vulnerabilidad sísmica del edificio Universal del MEF-Sede Lima? Se tiene como fundamento la Norma E.020 de Cargas, Norma E-030 de Diseño sismorresistente, Norma E.050 de Suelos y cimentaciones, Norma E.060 de Concreto armado, Norma E.070 de Albañilería. Los cuales presentan las condiciones mínimas de las edificaciones de acorde a la filosofía y principios de diseño sismorresistente. Normas que se aplican en todas las edificaciones nuevas, evaluaciones y reforzamientos de las existentes. Asimismo se aplica el procedimiento americano ATC 21- FEMA 154, y el método Índice de vulnerabilidad Sísmica de Chang (1995), el cual nos permitirá determinar el índice de vulnerabilidad sísmica en base a los resultados del modelo matemático. Además, el modelo matemático es corroborado con el apoyo del ensayo experimental de microtrepidaciones in situ y así satisfacer la problemática del estudio.

1.1. Objetivos

1.1.1. Objetivo general

Evaluar la vulnerabilidad sísmica del edificio Universal del Ministerio de Economía y Finanzas - Sede Lima.

1.1.2. Objetivos específicos

- Analizar el comportamiento estructural del edificio Universal del MEF, en base a un modelo matemático concebido de acuerdo a su configuración estructural, propiedad de los materiales, tipo de suelo de fundación.
- Analizar el periodo fundamental del edificio Universal del MEF, mediante los ensayos experimentales de microtrepidaciones in situ.
- Plantear una recomendación de medida de mitigación según el índice de la vulnerabilidad sísmica del edificio Universal del MEF, en base al comportamiento estructural del edificio de acuerdo al análisis del modelo matemático.

1.2. Justificación

Debido a la amenaza sísmica latente en la ciudad de Lima, es necesario llegar a un mejor conocimiento sobre la vulnerabilidad sísmica del edificio, de tal manera que constituya un punto de partida para establecer criterios de toma de decisiones emergentes antes que se suscite un evento sísmico severo.

1.2.1. Justificación práctica

El edificio Universal del Ministerio de Economía y Finanzas se encuentra ubicado en una zona de alta sismicidad. Además, la edificación tiene una antigüedad mayor a 50 años como indica el registro inmobiliario N° 155562. Esto significa que es posible que durante un sismo severo de 7 a 8.5 en la escala de Richter esta sufra daños considerables, ocasionando daños materiales y pérdida de vidas humanas. Es por ello que la investigación intenta cumplir con las siguientes funciones: Describir el estado actual del edificio Universal del MEF y simular su comportamiento estructural con el Software Etabs 9.7.4 mediante un modelo matemático y ensayos de microtrepidaciones in situ.

1.2.2. Justificación teórica

Con el fin de determinar el nivel de la vulnerabilidad sísmica del edificio Universal del MEF, se evaluará una serie de aspectos establecidos en la RNE E-030 de Diseño Sismorresistente, que plantea lo siguiente:

- Evitar pérdidas de vidas.
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- Minimizar los daños a la propiedad.

Y en concordancia para esta filosofía se establecen los siguientes principios para el diseño:

- La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio.
- La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de límites aceptables.
- El comportamiento sísmico de las edificaciones mejora cuando se observan las siguientes condiciones (RNE E-030)
- Simetría, tanto en la distribución de las masas como en las rigideces.
- Peso mínimo, especialmente en los pisos altos.
- Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- Resistencia adecuada.
- Continuidad en la estructura, tanto en planta como en elevación.
- Ductilidad.
- Deformación limitada.
- Consideraciones de las condiciones locales.
- Buena práctica constructiva e inspección estructural rigurosa.

Muchos errores en ingeniería se originan como fallas de configuración. Una adecuada configuración estructural y geometría permiten un adecuado comportamiento estructural. Se debe proveer de la resistencia y rigidez adecuadas a acciones laterales sísmicas para que una edificación no colapse ante un sismo (Christopher 1987, p. 62).

Es por ello que es importante realizar la investigación con el fin verificar el cumplimiento de los principios, teorías y consideraciones fundamentales para evaluar el comportamiento estructural del edificio Universal del MEF.

1.3. Hipótesis general

La vulnerabilidad sísmica del edificio Universal del MEF es alta, debido al inadecuado comportamiento estructural del edificio, en consecuencia de la baja calidad de los materiales, inadecuada configuración estructural y la mayor aceleración del terreno que presenta el área donde se ubica el edificio Universal como indica la mapa zonificación sísmica del Perú.

1.3.1. Hipótesis específicas

- El comportamiento sísmico del edificio Universal del MEF es inadecuado, debido a su mala configuración estructural que presenta en planta y elevación, a la baja calidad de los materiales y la mayor aceleración del terreno que presenta el área donde se ubica el edificio como indica la mapa zonificación sísmica del Perú..
- El periodo fundamental del edificio Universal del MEF según los ensayos de microtrepidaciones es superior a los parámetros indicados, debido a su baja rigidez y resistencia.
- Debido a su mala configuración estructural es recomendable realizar un reforzamiento estructural con elementos de concreto armado según el comportamiento estructural de acuerdo al modelo matemático teniendo como

principal consideración la calidad de los materiales de los elementos estructurales.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes

Entre los estudios para determinar la vulnerabilidad, peligro y riesgo sísmico, así como investigaciones realizadas para mitigar los efectos sísmicos en las edificaciones se mencionan las siguientes:

Astorga (2006, p. 70-72) en su tesis magistral evaluó el riesgo sísmico de edificaciones educativas peruanas, llegando a las siguientes conclusiones: existen actualmente alrededor de 41000 centros educativos en el país donde el 48% de los edificios escolares son construcciones de tierra, el 37% son de concreto armado - albañilería, y el 8% de madera. Los resultados de este trabajo indican que las edificaciones de adobe quedarían con daño irreparable a partir de una intensidad VII + MM, mientras que los edificios de concreto-albañilería construidos antes de 1997 serían irreparables a partir de IX - MM. Para los edificios de concreto-albañilería recientes, se obtuvo como umbral inferior de daño irreparable una intensidad X - MM.

Tarque y Mosqueira (2005, p. 121-123), Indican en su tesis magistral desarrollo una metodología para determinar el riesgo sísmico de viviendas informales de albañilería confinada. Esta metodología fue aplicada a una muestra de 270 viviendas distribuidas en 5 ciudades de la costa peruana (Chiclayo, Trujillo, Lima, Ica y Mollendo). Se concluyó que el 72% de las viviendas informales analizadas tiene vulnerabilidad símica alta, el 18% vulnerabilidad símica media y el 10% vulnerabilidad símica baja. Esta metodología está siendo utilizada con el fin de obtener el Riesgo sísmico de edificaciones de albañilería en las ciudades de Huaraz, Arequipa y Cajamarca.

Bonett R. (2003, p. 411-426) en su tesis doctoral, realizó un estudio de vulnerabilidad y riesgo sísmico. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada. En la investigación se concluyó que no existe un método apropiado que proporcione resultados óptimos, por lo que es necesario analizar los métodos a la luz de la información sísmica y estructural disponible, así como a la luz de los objetivos del estudio de riesgo. Además afirmó que el método propuesto por el ATC-40 puede dar una idea del desempeño sísmico del comportamiento dinámico de estructuras de múltiples grados de libertad, sin embargo para estructuras cuyos modos de vibración son más significativos este método conocido como “pushover” no es adecuado usarlo.

Safina (2002, 234-238) en su tesis doctoral realizó un estudio de la vulnerabilidad y riesgo sísmico de las edificaciones esenciales, llegando a las siguientes conclusiones: Los daños que se observan en edificaciones esenciales ponen en manifiesto un balance negativo en su comportamiento sísmico ante las acciones de sismos moderados. Además existe una gran problemática pues no hay metodologías en los códigos sísmicos para proteger las edificaciones esenciales. Afirmó también que no existe una metodología específica para evaluar la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones esenciales, pudiendo usar cualquier método de evaluación tradicional.

Vizconde (2004, cap. 1), menciona que realizar estos estudios implica evaluar no sólo la vulnerabilidad estructural sino también la vulnerabilidad no estructural y funcional de este tipo de edificaciones indispensables o esenciales, con el fin de reforzar, intervenir y mejorar su comportamiento estructural y operativo. Además observar que tanto interactúan estos dos tipos de elementos (estructurales y los mal llamados “no estructurales”) y el daño que pueden causar al edificio y a los ocupantes de éste si colapsa la estructura debido a esta interacción no deseada y al comportamiento sísmico no esperado.

Llanos y López (2003, cap. 3), realizaron un estudio de vulnerabilidad sísmica de escuelas públicas de Cali, el cual determinó que el 56 % de las escuelas de la población son altamente vulnerables y que 16 % de ellas pueden representar un riesgo para las personas incluso antes de que ocurra un sismo fuerte debido a la

inestabilidad de los elementos estructurales y no estructurales con fallas graves que afectan el comportamiento y la funcionalidad de estas edificaciones escolares.

2.2. Sismo

Kuroiwa (2002, p. 100) Indica que los sismos son las vibraciones de la corteza terrestre generadas por diferentes fenómenos, como la actividad volcánica, la caída de cavernas subterráneas y hasta por explosiones, sin embargo los sismos más severos y más importantes desde el punto de vista de la ingeniería, son los de origen tectónico, que se deben a desplazamientos bruscos de las grandes placas en las que esta subdividida dicha corteza como se muestra en la **Figura 1**.

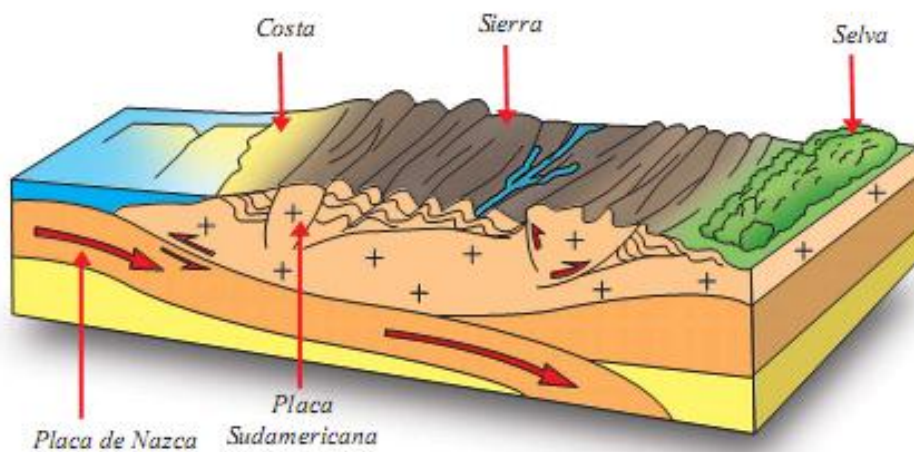


Figura 1- Desplazamientos de las grandes placas (Kuroiwa 2002)

2.2.1. Peligro sísmico

Según Kuroiwa (2002, p. 108) Los parámetros más significativos que influyen en el peligro sísmico se muestran en la **Figura 2**. Ubicación del epicentro, dado por sus coordenadas y su profundidad focal, con lo que queda señalado la ubicación del foco, el tamaño o magnitud del sismo, el mecanismo de generación y la direccionalidad de la propagación de la ruptura, las características del medio a través del cual viajan las

ondas sísmicas, la distancia epicentral, las características locales del sitio de observación. En el modelo simplificado actual, ampliamente usado a nivel internacional, debido a las incertidumbres y a lo difícil que es incluir todos los parámetros en el modelo, solo se consideran las variables más significativas: la magnitud del sismo (M), las características locales del sitio en observación, y el decaimiento de las amplitudes de las ondas sísmicas con la distancia epicentral (D), basado principalmente en las observaciones instrumentales efectuadas a diferentes distancias, con lo cual quedan incluidas de manera implícita las características del medio a través del cual viajan las ondas sísmicas. En la **Tabla 1**, se presenta las magnitudes en la escala de Richter y sus efectos del sismo.



Figura 2- Modelo simplificado del peligro sísmico (Kuroiwa 2002)

Tabla 1- Magnitudes y efectos en la escala de Richter

Magnitud	Efectos de sismo
Menor a 3.5	Generalmente no se siente, pero es registrado
3.5 a 5.4	A menudo se siente, pero solo causa daños menores
5.5 a 6.0	Ocasiona daños ligeros a edificios
6.1 a 6.9	Puede ocasionar daños severos en áreas pobladas
7.0 a 7.9	Terremoto mayor, causa graves daños
8.0 o mayor	Gran terremoto, destrucción total a comunidades cercanas

Fuente: CISMID 2002

2.2.2. Sismicidad en el Perú

Según (IGP, 2002) a nivel mundial el Perú es uno de los países de mayor potencial sísmico, debido a que forma parte del denominado Cinturón de Fuego del Pacífico, dentro de este contexto la actividad sísmica está asociada al proceso de subducción de la placa de Nazca bajo la Sudamericana y tiene su origen en la fricción de ambas placas produciendo los sismos de mayor magnitud con relativa frecuencia y en la deformación interna de ambas placas, siendo los sismos más destructores los que se producen a niveles superficiales. Para analizar las características de los sismos ocurridos en el Perú, es necesario considerar la existencia de una base de datos que corresponde al periodo de sismicidad histórica (1500 – 1959) y otro al periodo instrumental que considera los sismos ocurridos desde el año 1960 a la fecha.

La información sobre la sismicidad histórica del Perú viene del tiempo de la conquista y la colonización y se encuentra esparcida en diferentes obras inéditas, manuscritos, crónicas, narraciones, informes administrativos de aquellos años. Toda esta información ha sido recolectada y publicada por Silgado (1978) y Dorbath (1990), es importante considerar que la calidad de estos datos depende de la distribución y densidad de la población en regiones afectadas por los sismos en el pasado, por lo tanto es posible que hayan ocurrido sismos importantes en áreas no pobladas o próximas a localidades con las cuales era difícil establecer comunicación. Esto explicaría la ausencia de información sobre sismos que pudieran haber ocurrido en Alta Cordillera y zona Subandina.

La ubicación epicentral de los sismos ocurridos entre 1513 y 1959 se presentan en la **Figura 3**, en ella se observa que la mayoría de los sismos se distribuyen principalmente entre la línea de la fosa y la costa, siendo mayor el número de sismos en la región centro y sur del Perú, debido probablemente a que estas Regiones eran las más pobladas y donde se construyeron las ciudades más importantes después del siglo XVI (IGP, 2002).

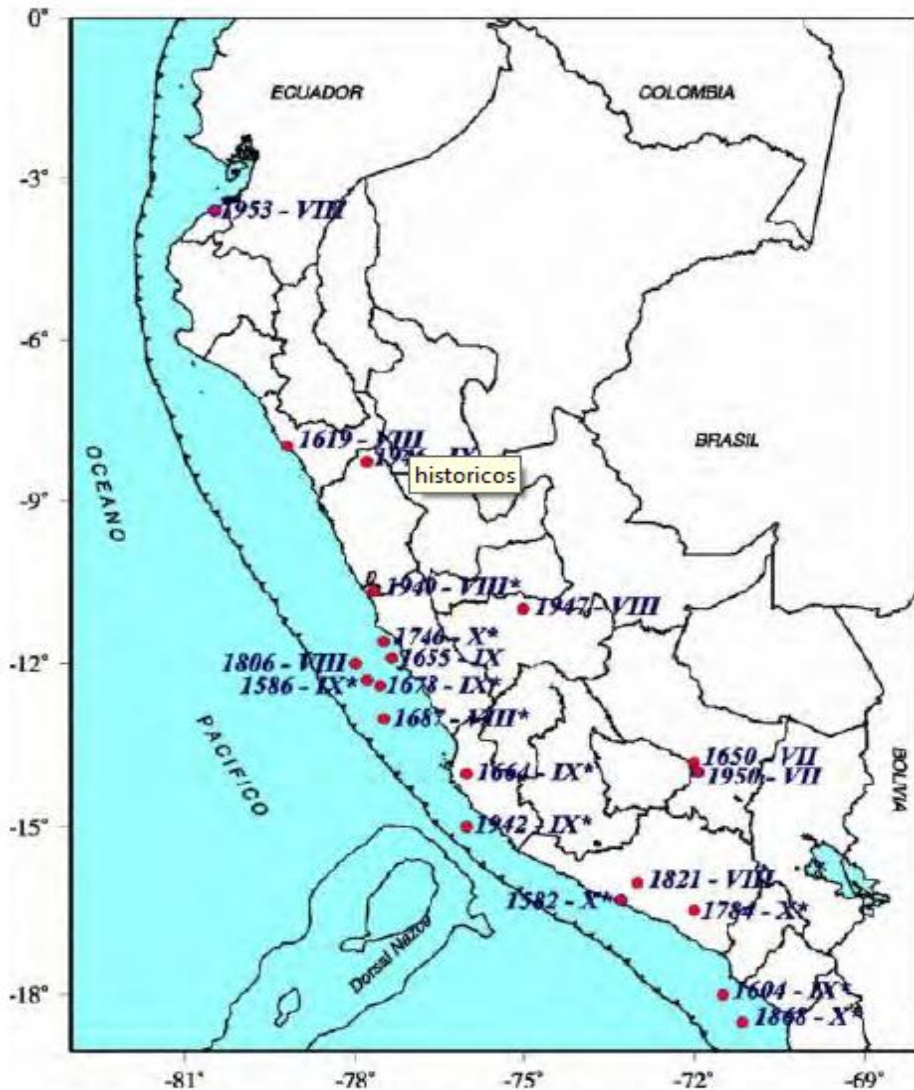


Figura 3- Epicentro de los Sismos Ocurridos Entre 1513 y 1959

Silgado (1978) menciona que entre los eventos sísmicos que más impacto han causado en nuestro país, se puede mencionar al de mayor impacto ocurrido en Lima el 28 de octubre de 1746, donde de 3000 casas de esa época sólo 25 quedaron en pie, muriendo 1,141 de sus 60000 habitantes. Asimismo, ocurrió un tsunami en el Callao a raíz de este terremoto, matando a 3800 de sus 4000 habitantes.

El 31 de Mayo de 1970 ocurrió un sismo con epicentro en Chimbote que afectó principalmente a las ciudades de Huaraz (35,000 fallecidos), Yungay y Ranrahirca (32,000 muertos por aluvión ocasionado por el desprendimiento de una masa de hielo del Huascarán). El sismo del 15 de agosto de 2007 con epicentro frente a Pisco, causó

la muerte a 596 personas, dejando 1291 personas heridas, 48000 viviendas totalmente destruidas, otras 45000 inhabitables y 14 establecimientos de salud destruidos (Silgado 1978).

2.2.3. Registro sísmico de la ciudad de Lima

Silgado (1978) indica que algunos de los sismos de mayor magnitud y con origen en el proceso de subducción que afectaron con diversos grados de intensidad al departamento, provincia y ciudad de Lima durante el periodo instrumental fueron el sismo de 1940, Mayo 24 a las 11:35 hora local, la ciudad de Lima y localidades aledañas fueron afectadas por un sismo que produjo intensidades de VII-VIII (MM). El sismo tuvo un área de percepción desde Guayaquil en el Ecuador hasta Arica en Chile. La destrucción de viviendas fue principalmente en Lima, Callao, Chorrillos, Barranco y localidades de Chancay y Lurín con un saldo de 179 muertos y 3500 heridos. Se constató que en algunos lugares de Lima no solo sufrieron las viviendas antiguas sino también las modernas atribuyéndose este hecho a la constitución del suelo. En la costa el sismo fue moderadamente destructor, tanto al norte y sur de la capital, afectando localidades de Barranca, Huarmey, Cañete, Chincha y Pisco. De acuerdo al mapa de isosistas, en la ciudad de Lima el sismo produjo intensidades del orden de VIII (MM). La magnitud del sismo fue de 8.0Ms (Silgado, 1978).

El año 1966, Octubre 17 a horas 16:41 hora local. La ciudad de Lima fue estremecida por un sismo de los más grandes que afectaron a esta región. Los muertos fueron de 100 personas con un área de percepción de 524,000 km² siendo destructor entre Lima y Supe hacia el norte. La intensidad máxima fue de VIII (MM). En Lima la aceleración tuvo una amplitud máxima de 0.4g. Los daños mayores se presentaron en Huacho, Chancay y Supe. La intensidad en la ciudad de Lima fue de VII-VIII (MM). En la costa de Lima, distritos de Chorrillos, Miraflores y Magdalena hubo deslizamientos de tierra que causaron polvareda. Los daños observados en La Molina fueron atribuidos a la consistencia del suelo. Para este sismo se estimó una magnitud de 7.5Ms (Silgado, 1978).

1974 Octubre 3 a horas 09:21 hora local, Lima fue sacudida por un sismo que produjo 78 muertos y unos 2500 heridos con la destrucción de varias viviendas antiguas de adobe y quincha. Los daños en Lima fueron evaluados en varios de sus distritos. Daños en iglesias, monumentos históricos, edificios públicos y viviendas antiguas de adobe de los Barrios Altos, Rímac, El Cercado, Callao, Barranco y Chorrillos. Otras estructuras modernas fallaron por problemas estructurales y por la constitución del suelo. Derrumbes de material aluvial en Magdalena y Chorrillos. En Lima la intensidad evaluada fue de VII (MM). La magnitud del sismo fue de 7.5 Ms (Silgado, 1978), en la **Figura 4**, se presenta el mapa de intensidades locales en la ciudad de Lima, debidos al sismo de 1974 y en la **Tabla 2**, se presenta el registro de los movimientos sísmicos más importantes del área de estudio

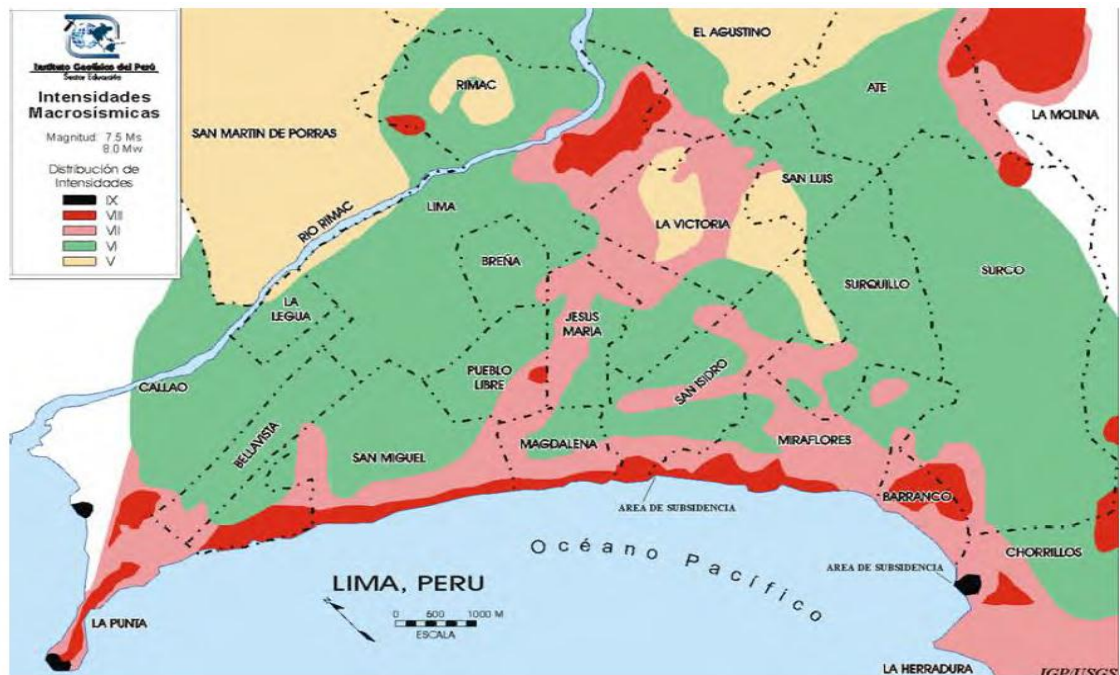


Figura 4- Mapa de intensidades sísmicas de Lima-Sismo de 1974

Tabla 2– Registro sísmico de la ciudad de Lima

Año	Fecha	Ciudad	Magnitud
1586	9 de Julio	Lima, Callao	S.R.
1655	13 de Noviembre	Lima, Callao	S.R.
1687	20 de Octubre	Lima, Callao	S.R.
1746	28 de Octubre	Lima, Callao	S.R.
1828	20 de Marzo	Lima, Callao	S.R.
1940	24 de Mayo	Lima, Callao	M=8.4
1951	31 de Enero	Lima, Callao	M<6
1966	17 de Octubre	Huacho, Lima	M=7.5
1970	31 de Mayo	Chimbote, Perú	M=7.6
1971	29 de Noviembre	Huacho, Lima	M=5.3
1974	5 de Enero	Lima	M=6.6
1974	3 de Octubre	Lima, Callao	M=7.6
1974	9 de Noviembre	Lima, Callao	M=7.2

Fuente: CISMID 2002

2.2.4. Efectos de los sismos en las estructuras

Villareal (2013) menciona que el sismo puede considerarse como el efecto de mayor impacto y con un alto costo social para la población, llevando consigo vidas humanas por el colapso de la edificación, en la **Figura 5** se aprecia el colapso del edificio de Alto Rio tras el terremoto 2010 en Chile, el cual tuvo como resultado final un aproximado de 70 heridos y 8 fallecidos. La construcción de este edificio ubicado en la localidad de Concepción de la república de Chile se inició el año 2009 siendo terminado el mismo año y colapso en el año 2010 tras no resistir el sismo.



Figura 5- Colapso del edificio Alto Rio (CSN 2010)

En la **Figura 6**, se aprecia el colapso del Hotel Embassy de la provincia Pisco tras el terremoto del 2007, debido a que el suelo de pisco es arenoso y licuable, como también la irregularidad de su configuración en planta y elevación, fueron causantes de las fallas estructurales.



Figura 6 - Colapso del Hotel Embassy de Pisco (Quiroz 2007)

2.3. Vulnerabilidad sísmica

La vulnerabilidad sísmica es una propiedad intrínseca de la estructura, una característica de su propio comportamiento ante la acción de un sismo, descrito a través de una ley causa efecto, donde la causa es el sismo y el efecto es el daño. La vulnerabilidad sísmica no solo depende del edificio de estudio en cuestión, sino también del lugar. Es decir, dos edificios iguales tendrán mayor o menor vulnerabilidad dependiendo del lugar (Sandi, 1986).

Se denomina vulnerabilidad al grado de daño que sufre una estructura debido a un evento sísmico de determinadas características. Estas estructuras se pueden calificar en “más vulnerables” o “menos vulnerables” ante un evento sísmico.

Se debe de tener en cuenta que la vulnerabilidad sísmica de una estructura es una propiedad intrínseca a sí misma, además, es independiente de la peligrosidad del lugar ya que se ha observado en sismos anteriores que edificaciones de un tipo estructural similar sufren daños diferentes, teniendo en cuenta que se encuentran en la misma zona sísmica. En otras palabras una estructura puede ser vulnerable, pero no estar en riesgo si no se encuentra en un lugar con un determinado peligro sísmico o amenaza sísmica (Vizconde 2004).

Es preciso resaltar que no existen metodologías estándares para estimar la vulnerabilidad de las estructuras. El resultado de los estudios de vulnerabilidad es un índice de daño que caracteriza la degradación que sufriría una estructura de una tipología estructural dada, sometida a la acción de un sismo de determinadas características (Caicedo, 1994)

Como sostiene el Banco Interamericano de Desarrollo y la Comisión Económica para América Latina y el Caribe, “La reducción de la vulnerabilidad es una inversión clave, no solamente para reducir los costos humanos y materiales de los desastres naturales, sino también para alcanzar un desarrollo sostenible”, en la **Figura 7**, se explica cómo la vulnerabilidad se relaciona con el riesgo y su amenaza.

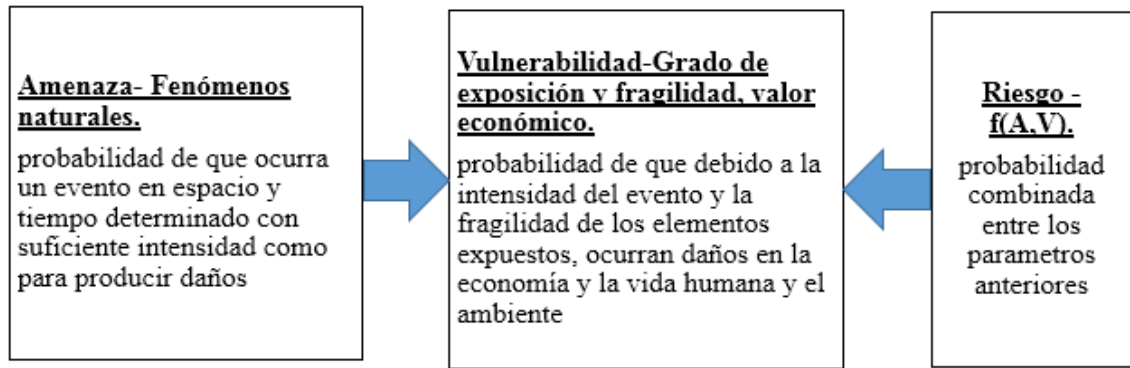


Figura 7- Relación entre vulnerabilidad, amenaza y riesgo (CEPAL – BID)

2.3.1. Clases de vulnerabilidad

2.3.1.1. Vulnerabilidad estructural

Se refiere a que tan susceptibles a ser afectados o dañados son los elementos estructurales de una edificación o estructura frente a las fuerzas sísmicas inducidas en ella y actuando en conjunto con las demás cargas habidas en dicha estructura.

Los elementos estructurales son aquellas partes que sostienen la estructura de una edificación, encargados de resistir y transmitir a la cimentación y luego al suelo; las fuerzas causadas por el peso del edificio y su contenido, así como las cargas provocadas por los sismos. Entre estos elementos se encuentran las columnas, vigas, placas de concreto, muros de albañilería de corte (San Bartolomé, 1998).

Un buen diseño estructural es la clave para que la integridad del edificio sobreviva aún ante desastres naturales severos como lo son los terremotos. Por esto los mayores daños en edificios tras un sismo se deben a esquemas de configuración estructural lejanos a formas y esquemas estructurales simples. El sismo castiga fuertemente dichas irregularidades (Vizconde, 2004).

Desafortunadamente, en países como Perú, muchos casos del pasado (basta recordar los daños en estructuras tras el sismo de Nazca o el de Arequipa) constatan que las normas y criterios de diseño sismorresistente no se han aplicado

efectivamente, y a veces dichas Normas no han considerado especificaciones especiales para estructuras hospitalarias. En otras palabras, la vulnerabilidad estructural en edificios del estado es incierta, situación que debe ser corregida total o parcialmente con el fin de evitar pérdidas económicas y sociales, en particular en países que están en vías de desarrollo (Vizconde, 2004).

2.3.1.2. Vulnerabilidad no estructural

Un estudio de vulnerabilidad no estructural busca determinar la susceptibilidad a daños que estos elementos puedan presentar. Sabemos que al ocurrir un sismo la estructura puede quedar inhabilitada debido a daños no estructurales, sean por colapso de equipos, elementos arquitectónicos, etc., mientras que la estructura permanece en pie.

Dentro del sistema electromecánico podríamos mencionar las líneas tuberías, apoyos de equipos, la conexión de los equipos, etc. De igual forma, dentro de los elementos arquitectónicos tenemos las fachadas, vidrios, tabiques, mamparas, puertas, ventanas, escaleras, etc., y que una vez afectados todos estos elementos obligan a la paralización del servicio dentro del edificio, lo que afectaría directamente a las personas que necesiten ayuda en un momento dado (Vizconde, 2004).

2.4. Evaluación de la vulnerabilidad sísmica.

2.4.1. Calidad de los materiales

2.4.1.1. Ensayo de resistencia a la compresión

Los ensayos de resistencia a la compresión se realiza siguiendo los procedimientos de la Norma NTP 339.034: 2008 y el procedimiento interno AT-PR-11, Según ASTM C 39 – 2012, este método de ensayo consiste en aplicar una carga axial de compresión a los cilindros moldeados o núcleos a una velocidad que se encuentra dentro de un rango prescrito hasta que ocurra la falla. La resistencia a la compresión de un espécimen se calcula dividiendo la carga máxima alcanzada durante el ensayo

por el área de la sección transversal del espécimen. El cual nos permite obtener el módulo de elasticidad del concreto como se expresa en la siguiente ecuación.

$$E_c = 15000 \times f'_c{}^{0.5} \quad (1)$$

Según el ASTM C 39-NTP 339.034 indica que si la relación de longitud a diámetro del espécimen es de 1,75 o menos, corregir los resultados obtenidos multiplicando por el factor de corrección apropiado mostrado en la Tabla 3.

Harmsen (2005) indica que para considerar un concreto estructural el f'_c deberá ser mayor o igual a 175 kg/cm². La resistencia teórica a la compresión es f'_c , sin embargo los cilindros de prueba no deben romperse a f'_c , sino a una resistencia mayor llamada f'_{cr} , que depende de la desviación estándar del número de pruebas realizadas.

Tabla 3 - Factor de corrección

Longitud / Diámetro	NTP	ASTM
2	1	1,00
1.75	0.99	0,98
1.5	0.97	0,96
1.25	0.94	0,93
1	0.91	0,87

Fuente: American Society for Testing and Materials ASTM C 39-NTP 339.034

Asimismo, la Norma E-0.60 de Concreto armado indica que la resistencia mínima del concreto estructural f'_c , diseñado y construido de acuerdo con esta Norma no debe ser inferior a 17 MPa.

2.4.1.2. Ensayo de resistencia a la tracción

McCormac (2002) menciona que si una pieza de acero estructural se somete a una fuerza de tensión, esta se comenzara a alargarse, si se incrementa la fuerza a

razón constante, la magnitud del alargamiento aumentara constantemente dentro de ciertos límites. Asimismo, Pytel y Singer (1994) indica que del diagrama obtenido en el ensayo se puede determinar el límite elástico, resistencia a la rotura, capacidad de alargamiento y procesos de estricción, como se muestra en la **Figura 8**.

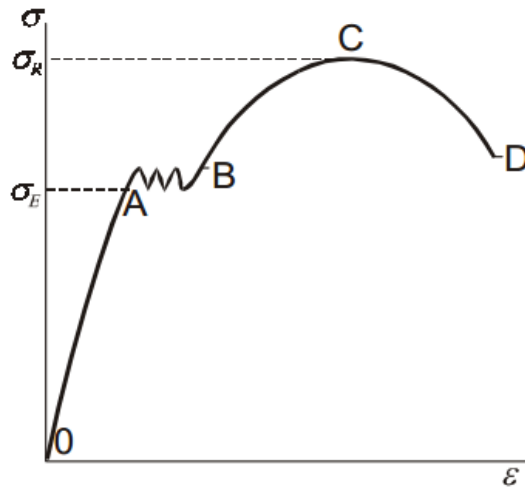


Figura 8 – Diagrama de esfuerzo – Deformación (Pytel y Singer 1994)

- Zona elástica (OA) : En esta zona el alargamiento es proporcional al esfuerzo aplicado y al cesar este, el material recupera su longitud inicial, el límite elástico se designa por σ_E .
- Zona elástica – plástica (AB) : En ella las deformaciones no son proporcionales a los esfuerzos.
- Zona plástica (BC) : En esta zona se dan las deformaciones permanentes, es decir al cesar el esfuerzo permanece la deformación producida.
- Zona de estricción (CD) : En esta zona se da la tensión máxima aplicada a la probeta σ_R que se denomina tensión de ruptura de la probeta, ya que a partir de este punto es posible romper con una tensión menor.

2.4.1.3. Refuerzo corrugado

Morales R (2006) indica que el módulo de elasticidad del acero está dado por la pendiente de la proporción elástica lineal de la curva esfuerzo deformación, el valor del módulo de elasticidad de los distintos tipos de acero cambia muy poco y generalmente se toma igual a 2×10^6 kg/cm². Además, la NTP 341.031:2008. Establece los requisitos que deben cumplir y los ensayos a los cuales deben someterse las barras de acero al carbono, con resaltes y lisas para ser usadas como refuerzo en el hormigón (concreto). Esta Norma Técnica Peruana se aplica a las barras de acero al carbono con resaltes y lisas, para hormigón armado, en longitudes cortadas y en rollos. Las barras que contienen aleaciones adicionadas, tales como la serie de aleaciones de acero de la AISI y SAE, son permitidas si el producto resultante cumple todos los requisitos de la presente NTP. Los tamaños y dimensiones estándar de las barras con resaltes y su número de designación deberán ser aquellos indicados. Las barras son de tres niveles de fluencias mínimas: 280 MPa (40 000 lbs/pulg²), 420 MPa (60 000 lbs/pulg²) y 520 MPa (75 000 lbs/pulg²), designadas como grado 280 (40), grado 420 (60) y grado 520 (75) respectivamente. Las barras lisas, laminadas en caliente, en tamaños hasta 63,5 mm (2½ pulg) de diámetro, en rollos o cortadas en longitudes, deben ser suministradas bajo esta NTP, en grado 280(40), grado 420 (60) y grado 520 (75). Para determinar las propiedades de ductilidad, (alargamiento y doblado), se deben aplicar los requisitos y ensayos correspondientes al diámetro nominal más cercano de la barra con resaltes. Los requisitos para los resaltes y el rotulado no son aplicables.

2.4.1.4. Estudios de mecánica de suelos

Es obligatorio efectuar el EMS en los siguientes casos:

Edificaciones en general que alojen gran cantidad de personas, equipos costosos o peligrosos, tales como: colegios, universidades, hospitales, clínicas, estadios, cárceles, auditorios, templos, salas de espectáculos, museos, centrales telefónicas, estaciones de radio y televisión, estaciones de bomberos, archivos, registros públicos, centrales de generación de electricidad, sub-estaciones eléctricas, silios, tanques de agua y reservorios.

- Cualquier edificación no mencionada anteriormente de uno a tres pisos que ocupen individual o conjuntamente más de 500 m² de área de techado en planta y cualquier edificación de 4 o más pisos de altura, cualquiera que sea su área.

Son aquellos que cumplen con la presente Norma E.050, que están basados en el metrado de cargas estimado para la estructura y que cumplen los requisitos para el programa de investigación descrito en el Artículo 11.

a. Asentamiento tolerable

En todo estudio de mecánica de suelos se deberá indicar el asentamiento tolerable que se ha considerado para la edificación o estructura motivo del estudio. El asentamiento diferencial según la Figura N°5 de la Norma E.050 no debe ocasionar una distorsión angular mayor que la indicada en la Tabla N° 8 de la Norma mencionada. En el caso de suelos granulares el asentamiento diferencial se puede estimar como el 75 % del asentamiento total.

b. Capacidad de carga

La capacidad de carga es la presión última o de falla por corte del suelo y se determina usando las formulas aceptadas por la mecánica de suelos. En suelos cohesivos (arcilla, arcilla limosa y limo - arcillosa), se empleara un ángulo de fricción interno (f) igual a cero.

En suelos friccionantes (gravas, arenas, gravas – arenosas) se empleara una cohesión (c) igual a cero.

c. Factor de seguridad frente a una falla por corte

Los factores de seguridad mínimos que deberán tener las cimentaciones son las siguientes:

- Para cargas estáticos: 3,0
- Para sollicitación máxima de sismo o viento (la que sea más desfavorable): 2,5

2.4.2. Configuración estructural

2.4.2.1. Configuración estructural en elevación

La sencillez, regularidad y simetría son también deseables en elevación del edificio, para evitar que se produzcan concentraciones de esfuerzos en ciertos pisos o amplificaciones de la vibración en las partes superiores del edificio. En la **Figura 9**, se ilustran algunas reducciones bruscas en el tamaño de la planta de los pisos superiores, las que son indeseables por las razones antes citadas, las cuales conviene ser evitadas como indica la Tabla N° 4 de la Norma E - 0.30 de Diseño sismorresistente.

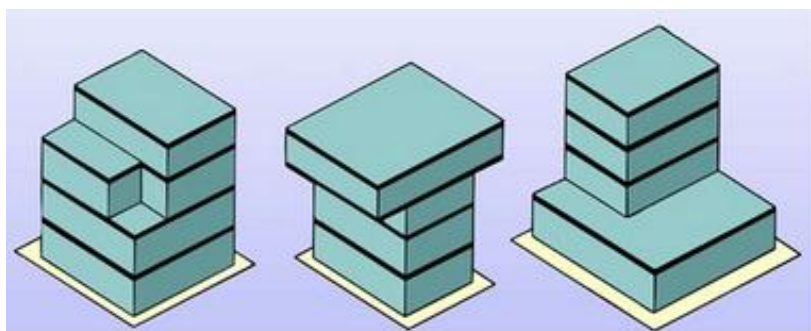


Figura 9– Irregularidad en elevación (Reitherman 1994)

Tabla 4– Irregularidades estructurales en altura

Irregularidades de Rigidez – Piso blando En cada dirección la suma de las áreas de las secciones transversales de los elementos verticales resistentes al corte en un entrepiso, columnas y muros, es menor que 85 % de la correspondiente suma para el entrepiso superior, o es menor que 90 % del promedio para los 3 pisos superiores. No es aplicable en sótanos. Para pisos de altura diferente multiplicar los valores anteriores por (h_i/h_d) donde h_d es la altura diferente de piso y h_i es la altura típica de piso.
Irregularidad de Masa Se considera que existe irregularidad de masa, cuando la masa de un piso es mayor que el 150% de la masa de un piso adyacente. No es aplicable en azoteas
Irregularidad Geométrica Vertical La dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 130% de la correspondiente dimensión en un piso adyacente. No es aplicable en azoteas ni en sótanos.
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes. Desalineamiento de elementos verticales, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento de magnitud mayor que la dimensión del elemento.

Fuente: RNE – E 0.30 (2009)

2.4.2.2. ConFiguración estructural en planta

Algunos aspectos de la forma en planta propician una respuesta sísmica poco conveniente y deben evitarse. Entre estos aspectos lo principal es la asimetría de la planta, la que tiende a provocar vibraciones torsionales del edificio por ello deben evitar formas como las indicadas en la **Figura 10** y tener en consideración las características indicadas en la Tabla N° 5 de la Norma E - 0.30 de Diseño sismorresistente.

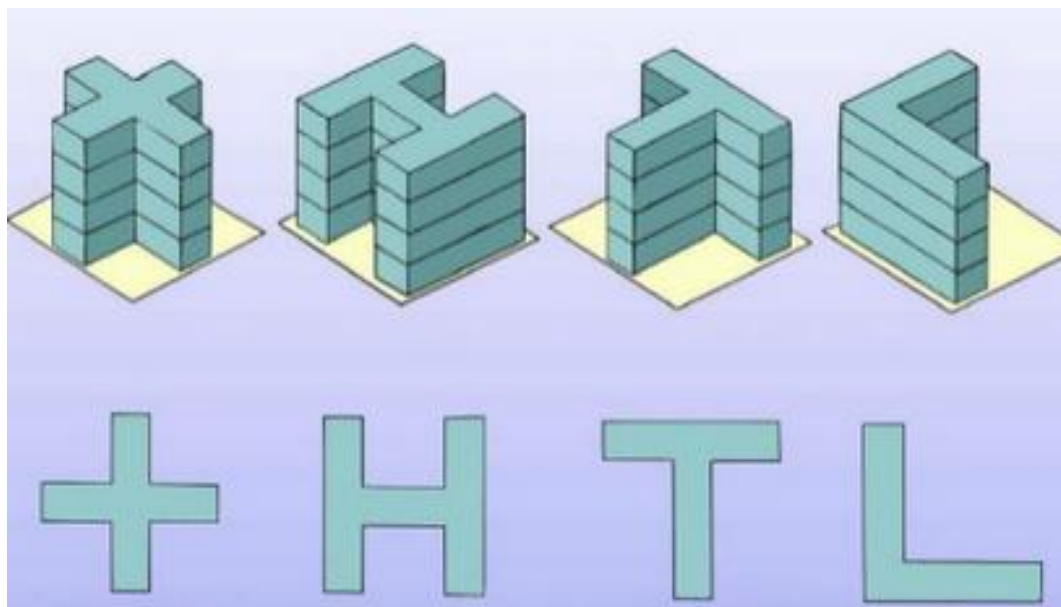


Figura 10– Irregularidad en planta (Reitherman 1994)

Tabla 5– Irregularidades estructurales en planta

Irregularidad Torsional

Se considerará sólo en edificios con diafragmas rígidos en los que el desplazamiento promedio de algún entrepiso exceda del 50% del máximo permisible indicado en la Tabla N°8 del Artículo 15 (15.1).

En cualquiera de las direcciones de análisis, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, en un extremo del edificio, es mayor que 1,3 veces el promedio de este desplazamiento relativo máximo con el desplazamiento relativo que simultáneamente se obtiene en el extremo opuesto.

Esquinas Entrantes

La configuración en planta y el sistema resistente de la estructura, tienen esquinas entrantes, cuyas dimensiones en ambas direcciones, son mayores que el 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.

Discontinuidad del Diafragma

Diafragma con discontinuidades abruptas o variaciones en rigidez, incluyendo áreas abiertas mayores a 50% del área bruta del diafragma.

Fuente: RNE – E 0.30 (2009)

2.4.2.3. Junta de Separación sísmica (s)

Toda edificación debe estar separada de las estructuras adyacentes a una distancia mínima s para evitar el contacto durante un movimiento sísmico conocido como efecto de martilleo. En la **Figura 11** se muestra este efecto al ocurrir un desplazamiento del edificio más alto. Esta distancia mínima no será menor que los $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes ni menor que:

$$S = 3 + 0,004 \cdot (h - 500) \quad (h \text{ y } s \text{ en centímetros})$$

$$S > 3 \text{ cm}$$

Donde:

h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar s .

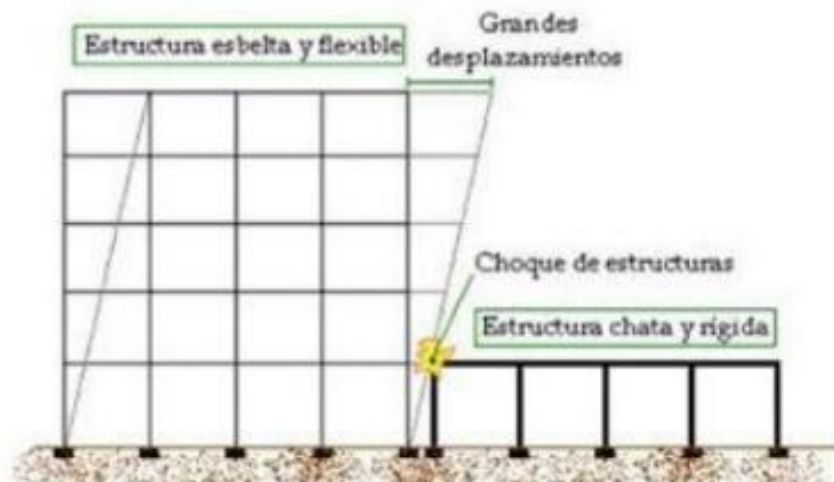


Figura 11- Efecto de martilleo (Murty 2005)

2.4.2.4. Peso de la estructura

Considerando que las aceleraciones introducidas en el edificio crecen con la altura, es importante evitar masas excesivas en las partes altas del edificio. Deben evitarse fuertes diferencias en los pesos de pisos sucesivos como se muestra en la **Figura 12**, porque generan variaciones bruscas en la fuerza de inercia y en la En azoteas y techos se tomara el 25 % de la carga viva.

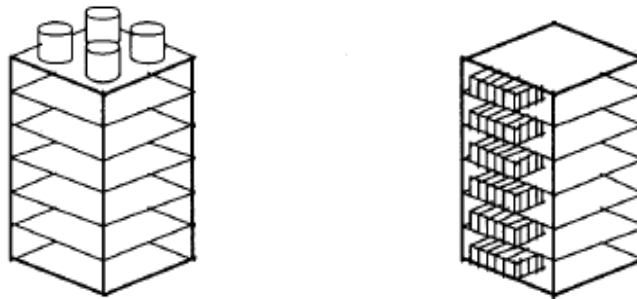


Figura 12- Peso concentrado en pisos superiores y distribución asimétrica (ICG 2013)

2.4.3. Aceleración del terreno

La Norma E-0.30 de Diseño sismorresistente indica la zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en información neotectónica como se muestra en la **Figura 13**.



Figura 13– Zonificación sísmica del Perú

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la **Tabla 6**. Este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. Zonificación sísmica.

Tabla 6 - Factores de zona

Zona	Z
3	0.4
2	0.3
1	0.15

Fuente- E-0.30 – RNE (2009)

2.4.4. Diseño sísmico

La elaboración de un espectro de diseño (coeficiente sísmico C) trata de determinar el coeficiente con el cual se deben diseñar las estructuras, buscando lograr un comportamiento elástico durante los sismos leves, cuya frecuencia de ocurrencia es

alta y un comportamiento inelástico durante sismos severos cuya probabilidad de ocurrencia es menor, para asegurar un comportamiento inelástico en los elementos estructurales se diseñan considerando una serie de requisitos que buscan proporcionar ductilidad.

El diseño así enfocado ya no resulta ser un cálculo matemático exacto sino un arte en el cual los números sirven en forma relativa, interesando más los conceptos de comportamiento y los tipos de falla que los cálculos exactos.

Dada la condición del Perú de país altamente sísmico, no será factible realizar ningún análisis o diseño sin considerar fuerzas de sismo. Las fuerzas de sismo no deben ser consideradas como una sollicitación cuya verificación debe hacerse adicionalmente, sino con la misma importancia o mayor que se concede a las cargas de gravedad.

2.4.4.1. Análisis sismorresistente

De acuerdo al RNE se determina cual es la fuerza global que afecta a cada nivel de la estructura de ocurrir algún evento sísmico. Como primera información es necesario conocer el peso de la estructura, que se calcula considerando el 100% de la Carga Muerta, más el 50% de Carga Viva, por tratarse de una estructura de Categoría A por ser una edificación esencial, cuya función no debería interrumpirse después de un evento sísmico.

2.4.4.2. Análisis dinámico

El análisis dinámico de las estructuras se refiere al análisis de las pequeñas oscilaciones o vibraciones de las que puede sufrir una estructura alrededor de su posición de equilibrio. Como resultado de una perturbación exterior un edificio o estructura resistente que bajo la acción de unas cargas estaba en reposo, experimenta oscilaciones que en primera aproximación pueden representarse como un compuesto. El análisis dinámico es importante porque ese movimiento oscilatorio produce una modificación de las tensiones y deformaciones existentes que deben tener en cuenta

para lograr un diseño sísmico adecuado. El análisis dinámico de las edificaciones podrá realizarse mediante procedimientos de combinación espectral o por medio de análisis tiempo-historia.

a. Modos de Vibración

Los periodos naturales y modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas de la estructura.

b. Aceleración Espectral

Edwar L (2009) indica que un espectro de respuesta es un valor utilizado en los cálculos de ingeniería sísmica, que mide la reacción de una estructura ante la vibración del suelo que la soporta. Existen diferentes tipos de espectros de respuesta según la reacción que se quiera comparar: espectro de respuesta de velocidad, espectro de respuesta de deformación. El más habitual en cálculos sísmicos es el espectro elástico de respuesta, que relaciona la aceleración.

Se denomina de respuesta ya que lo que mide es cómo responde la estructura a las acciones que se le inducen desde el exterior. Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de Pseudo – aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z_{UCS}}{R} \cdot G$$

Dónde:

S_a : Aceleración Espectral

G : Aceleración de la gravedad

R : Coeficiente de reducción

- Zonificación (Z): Se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años
- Categoría de las Edificaciones (U): Se clasifica de acuerdo al uso que se le ha de dar al edificio y se tiene las categorías Esenciales, Importantes, Comunes y Edificaciones Menores.
- Parámetros de Suelo (S): Se determina de acuerdo a las propiedades mecánicas del suelo, espesor del estrato, el periodo fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte.
- Factor de Amplificación Sísmica (C): Se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración en el suelo.

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \quad C \leq 2.5$$

Dónde:

C: Factor de amplificación sísmica.

T_p: Parámetro del suelo.

T: Periodo fundamental para cada dirección.

c. Fuerza cortante mínima en la base

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado según el Artículo 17.3 de la Norma E.030. Para estructuras regulares ni menor que el 90 % para estructuras irregulares. Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

d. Efectos de torsión

La incertidumbre en la localización en los centros de masa de cada nivel se considerara mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección del análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable.

e. Desplazamiento lateral

Los desplazamientos laterales se calcularan multiplicando por 0,75R los resultados obtenidos de análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se consideraran los valores mínimos de C/R indicados en el Artículo 17, ni el cortante mínimo en la base especificada en el Artículo 18 de la Norma E.030. Además, el máximo desplazamiento relativo entrepiso, calculada según el Artículo 16 (16.4) no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso que se indica en la **Tabla 7**.

Tabla 7– Limites para desplazamiento lateral de entrepiso

Material predominante	(D_i/h_{ei})
Concreto armado	0.007
Acero	0.01
Albañilería	0.005
Madera	0.01

Fuente: RNE - E 0.30 - 2009

Villareal (2013) Indica que una estructura es muy rígida cuando los valores de control de deriva de entrepiso es inferiores a 0.002, debido a la diferencia considerable de 0.002 a 0.007 como indica la Norma E 0.30 de Diseño sismorresistente. Las estructuras muy rígidas carecen de capacidad de comportamiento elástico y son susceptibles a falla frágil. Además, menciona que valores de control de deriva de entrepiso no debe ser muy próximo a límite de

flexibilidad de 0.007 para poseer la capacidad adicional de reserva de la estructura para un comportamiento adecuado.

f. Periodo fundamental de la estructura

Kuroiwa (2002) indica que todos los objetos tienen un periodo natural o fundamental y este se define como el tiempo que tarda el objeto en ir y regresar si se le aplica una fuerza. Estos pueden variar desde 0.05 s para un archivador, pasando por 0,1 segundo para una estructura de un solo nivel, Un edificio de 4 niveles tendrá un periodo de alrededor de 0,5 segundos y edificios más altos, entre 10 y 20 pisos, pueden tener periodos de 1 a 2 segundos como se aprecia en la Tabla 8. En la Figura 14, se puede apreciar gráficamente la definición del periodo. $P = 1/\text{frecuencia}$

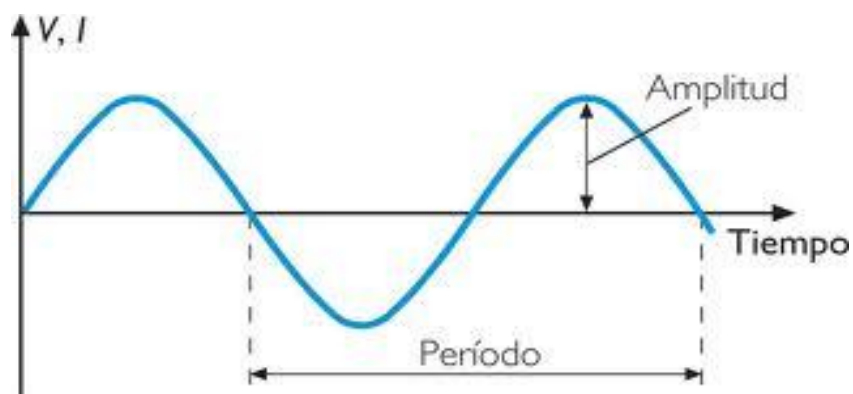


Figura 14– Grafico de un periodo (Kuroiwa 2002)

Tabla 8– Parámetros de periodo fundamental

N° Pisos (3 m)	T (Seg)
≤ 5	≤ 0.5
6 a 10	0.6 a 1
11 a 15	1.1 a 1.5
≥ 16	≥ a 1.6

Fuente: Villareal (2013)

2.5. Ensayos de microtrepidaciones

La superficie de la tierra está vibrando constantemente con amplitudes muy pequeñas de orden de varios micrómetros ($1\ \mu\text{m} = 10^{-6}$) que se llaman vibraciones ambientales o microtrepidaciones. Estas vibraciones son generadas por el tránsito vehicular, operaciones de centros fabriles, el viento que hace oscilar árboles, edificios, etc. Las vibraciones ambientales pueden ser medidas con sismómetros muy sensibles como se muestra en la **Figura 15**, con gran capacidad de amplificación, tecnología que fue alcanzada en la primera mitad del siglo XX. En la actualidad, con el avance de la tecnología digital amplificada a la instrumentación sísmica y a la computación, existen equipos muy compactos, de fácil traslado e instalación que permiten realizar mediciones en muy corto tiempo y procesar automáticamente las señales registradas (Kuroiwa 2002, cap. 3).

Se obtiene así de manera casi inmediata el espectro de Fourier. Este es un gráfico que da la respuesta de la estructura de un grado de libertad sin amortiguamiento, frente a las microtrepidaciones se, determinan de esta manera los periodos predominantes de la estructura. Sus aplicaciones y los espectros de numerosas ubicaciones sin necesidad de exploración geotécnica. Sin embargo, para que la técnica pueda ser aplicable de manera confiable es necesaria experiencia en geotecnia en medición de microtrepidaciones y en su interpretación, pero sobre todo es necesario criterio como para decidir en qué casos la técnica es válida. El principal atractivo de las mediciones de vibraciones ambientales radica en su facilidad de ejecución muy por debajo del costo requerido para formular un modelo estructural refinado o comparado con otro tipo de excitaciones.

Los parámetros de la importancia principal en las vibraciones de las estructuras son la frecuencia natural, los modos de vibrar y el amortiguamiento. La frecuencia natural de un edificio o de un componente son aquellas en las cuales las oscilaciones libres continuas ocurren después que la excitación ha parado. La estructura asume un modo de vibrar cuando este vibra libremente en la frecuencia natural. Cuando una frecuencia de la excitación coincide o está cercana a la frecuencia natural de la estructura puede dar como resultado unas amplitudes grandes de vibración. Esto es llamado resonancia, y en general debería ser evitada.

Espinoza (2002) menciona que a partir del sismo de México de 1985 se ha puesto interés en el fenómeno de resonancia y se busca determinar cuando los periodos de los edificios coinciden con el del suelo donde están situados. En la ciudad de México ocurrió el efecto de amplificación del movimiento debido a los suelos blandos. Si la oscilación natural de un edificio tiene el mismo periodo de oscilación que las sacudidas hacia atrás y hacia adelante del suelo durante un sismo, el balanceo del edificio será mayor. Debe tomarse en cuenta que cuando ocurre un sismo varían por un lado, las condiciones del suelo, deformación, módulo de cortante, coeficiente de amortiguamiento y por otro lado puede ocurrir una degradación de rigidez del edificio. Esto lleva a la conclusión de que no es posible descartar que exista el fenómeno de resonancia en los lugares donde el periodo predominante del suelo y el fundamental del edificio son distintos ya que los periodos tanto del predominante del suelo como el fundamental del edificio puedan cambiar durante sismo

La capacidad de amortiguamiento es la habilidad de absorber energía de vibración. Esta capacidad es inherente en todos los materiales en diversos grados. En la mayoría de los casos incrementar la capacidad de amortiguamiento trae consigo reducir las amplitudes de vibración. Así, los componentes o edificios que tienen una baja capacidad de amortiguamiento tienden a vibrar más que aquellos con alta capacidad. La energía es disipada en los materiales, nudos y conexiones.

Olarte (2013) indica que los ensayos de Microtrepidaciones in situ se deben realizar a los 2/3 de altura del edificio en estudio, ya que a dicha altura se obtienen el periodo predominante para su comparación con el modelo matemático.



Figura 15 – Equipo de ensayos de microtrepidaciones (IGR 2013)

a. Frecuencia

La frecuencia es la inversa del periodo, es decir el número de ciclos que ocurrirá en un segundo y es medido como Hertz (Hz). Es una magnitud que mide el número de repeticiones por unidad de tiempo de cualquier fenómeno o suceso periódico. Así, un fenómeno con una frecuencia de dos hercios se repite dos veces por segundo. $1\text{Hz}=p-1$, en la **Tabla 9**, se presenta el frecuencia máxima según el número de pisos.

Tabla 9– Parámetros de frecuencia

Nº Pisos (3 m)	Hz.
≤ 5	≤ 2
6 a 10	1.67 a 1
11 a 15	0.91 a 0.67
≥ 16	$\geq a 0.62$

Fuente: Villareal (2013)

2.6. Diferencia entre diseño y evaluación

La diferencia esencial entre el diseño de un edificio nuevo y la evaluación de uno ya existente es más que el punto de vista. En el diseño el objetivo es crear un nuevo edificio el cual debe resistir unas cargas esperadas (horizontales y verticales)

Se inicia modelando el edificio con un modelo ligeramente conservador: Se desatiende la influencia positiva de algunos elementos que consta de elementos estructurales con secciones prediseñadas con un material afectado por un factor de reducción. Además las fuerzas de diseño están gobernadas con el objetivo de optimizar el diseño. También en ingeniería sísmica se trabajan con sismos que acepten a veces un alto riesgo de daño.

Mientras que en la evaluación de un edificio existente el objetivo es determinar cómo éste responderá realmente a unas fuerzas ya dadas. Hay que analizar las estructuras del edificio y trabajar con las propiedades reales del material, las cargas

reales sin amplificarlas, un modelo lo más exacto posible y analizar cómo serán realmente la interacción de elementos estructurales con los no estructurales y viceversa en el comportamiento sísmico del edificio (Vizconde 2004)

Aquí no es necesario calcular el peor escenario sísmico para elegir un modelo conservador ni asumir propiedades de los materiales, pero si hay que evaluar el más probable comportamiento sísmico del edificio. Tanto las cargas reales muertas y vivas no deben afectarse por un factor grande de seguridad ya que afectarían los resultados.

2.7. Medidas de mitigación del nivel de vulnerabilidad

El concepto de vulnerabilidad sísmica es indispensable sobre estudios de riesgo sísmico y para la mitigación de desastres por sismos. Se entiende por riesgo sísmico el grado de pérdidas esperadas que sufren las estructuras durante el lapso de tiempo que permaneces expuestas a la acción sísmica. A dicho lapso de tiempo se le denomina periodo de exposición o periodo de vida útil de la estructura. Por otra parte la mitigación de los desastres en el ámbito de la ingeniería corresponde a la totalidad de las acciones que tienen como objetivo la mejora del comportamiento sísmico de los edificios de una zona a fin de reducir los costos de los daños esperados durante los sismos. Así es evidente que para mitigar el riesgo sísmico, es necesario disminuir la vulnerabilidad y el costo de reparación de las estructuras afectadas (Barbat, 1998).

Poco se puede hacer para disminuir la amenaza a la que están expuestas las estructuras existentes, por lo tanto si se desea disminuir el riesgo se requiere una intervención directa sobre la vulnerabilidad. El conocimiento del comportamiento sísmico de la estructura, permite definir los mecanismos y acciones de refuerzo requeridos para la reducción de los efectos provocados por los movimientos del terreno.

Villareal (2013) Indica que las medidas de mitigación de la vulnerabilidad sísmica de los edificios dependen del comportamiento estructural de acuerdo a su rigidez, principalmente de la calidad de los materiales, de los elementos estructurales

como muestra en la **Tabla 10**, las condiciones mínimas de la calidad del concreto para tomar las medidas de mitigación de la vulnerabilidad sísmica.

Tabla 10– Condiciones mínimas de la calidad del concreto para el reforzamiento estructural

Medidas de mitigación	$F'c$ (Kg/cm ²)
Disipadores de energía	≥ 175
Reforzamiento con elementos estructurales de concreto	≥ 210

Fuente: Villareal (2013)

CAPITULO III: MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. Metodología de la investigación

La metodología de la investigación tiene un enfoque cuantitativo, la investigación demanda el uso de recolección de datos para probar la hipótesis, con base en la medición numérica y el análisis estadístico, para establecer patrones de comportamiento y probar teorías, además la investigación presenta un conjunto de procesos, es secuencial, y probatorio. Cada etapa precede a la siguiente, y no podemos blincar o eludir pasos, el orden es riguroso. Este proceso se representa en la **Figura 16**.

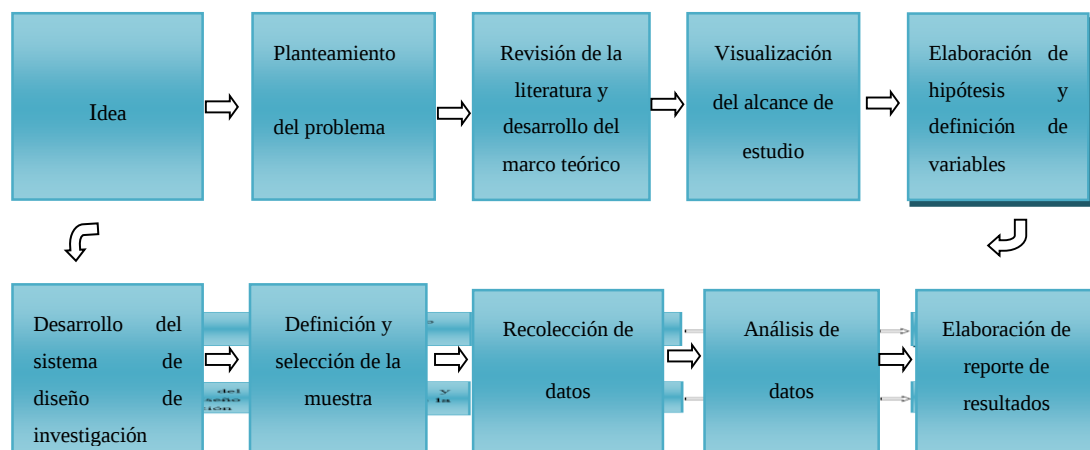


Figura 16 – Proceso cuantitativo (Hernández y otros, 2010)

El tipo de investigación utilizada para abordar el problema objeto de estudio se enmarca dentro de la clasificación del tipo aplicada, puesto que la misma busca generar un conocimiento en cuanto a la respuesta dinámica de la estructura de acuerdo a su configuración geométrica, este tipo de investigación se seleccionó por cuanto desde el punto de vista técnico da una opción ante una necesidad constructiva.

La validez de este tipo de investigación en el proceso de obtención del conocimiento científico y aplicación del mismo para dar respuesta a incógnitas de un determinado comportamiento.

3.2. Materiales

3.2.1. Población

La población de estudio está conformada por los edificios Central 1, Central 2, Universal y por los bloques 1 y 2 que tiene un nivel de piso terminado a + 5,60 m. Los edificios tienen características comunes, las tres edificaciones tienen 9 niveles con sistemas estructurales compuestos por placas, vigas, columnas y losas aligeradas, además, los edificios presentan una configuración estructural irregular en planta y elevación como se muestran en las **Figuras 17 y Figura 18**.

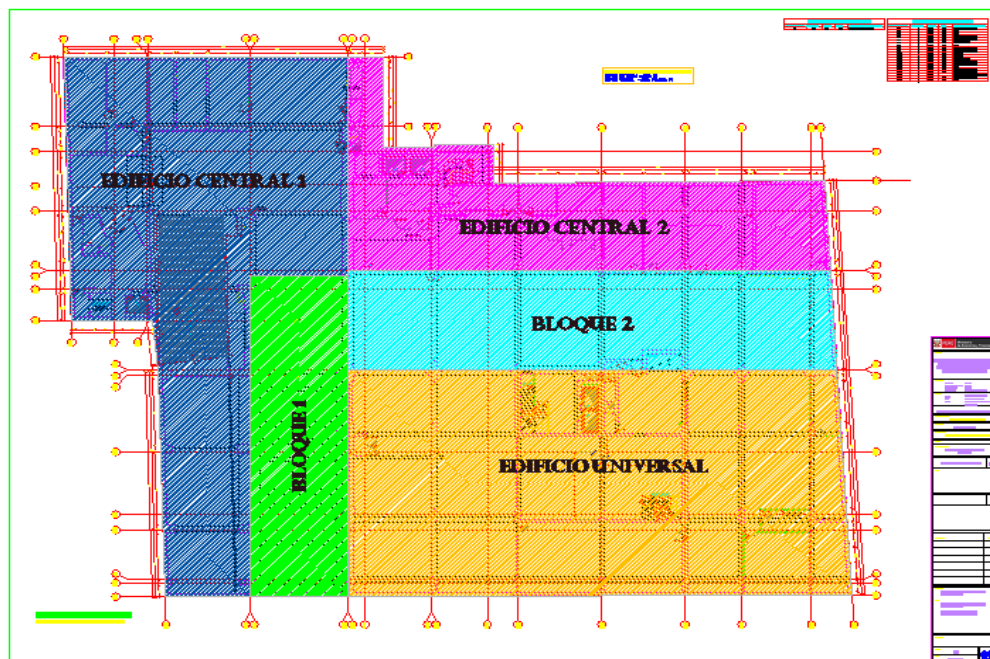


Figura 17 – Plano de los edificios del Ministerio de Economía y Finanzas – Lima (MEF)



Figura 18 – Vista en elevación desde el Jr. Lampa edificio Central 1 y edificio Universal (Google maps)

3.2.2. Muestra

La selección de la muestra constituido por el edificio Universal se realizó empleando un muestreo no probabilístico de tipo intencional o por conveniencia, La selección de la muestra se realizó porque el edificio presenta una configuración estructural irregular en planta y elevación, además, el edificio alberga el mayor número de trabajadores y usuarios del ministerio porque el edificio comprende el mayor área de construcción como se indica en la **Tabla 11**.

Tabla 11 - Áreas construidas de los edificios del MEF

Edificio	Área construida	
	m ²	Área %
Edificio Universal	893,00	33%
Edificio Central 1	679,00	25%
Edificio Central 2	419,00	16%
Bloque 1	289,00	11%
Bloque 2	391,00	15%
Total área (m2)	2671,00	100%

Fuente: MEF (2013)

3.2.3. Memoria descriptiva.

3.2.3.1. Características generales

La sede del Ministerio de Economía y Finanzas está comprendida por dos edificaciones denominadas habitualmente como: el edificio Central y el edificio Universal. El edificio central se divide en dos bloques (Central 1 y Central 2) al estar separados por una junta sísmica.

El edificio Universal tiene 9 pisos y 1 sótano, el uso actual es de oficinas en todos sus niveles a excepción del sótano donde se encuentra el estacionamiento de los vehículos. Se observa que la estructura ha tenido una evolución estructural por etapas. No existía información sobre la ingeniería con la cual fue ejecutada la edificación, únicamente planos de reforzamiento que datan de 1966 en los cuales se especifica que la resistencia a la compresión del concreto es de 175 kg/cm².

3.2.3.2. Ubicación

El edificio Universal del Ministerio de Economía y Finanzas, se ubica en las intersecciones de los Jirones Lampa y Junín, del centro histórico del distrito de Cercado de Lima, provincia y departamento de Lima, en la Figura 19 se indica la ubicación del edificio.

Lugar	:	Centro de Lima
Distrito	:	Lima
Provincia	:	Lima
Departamento:		Lima



Figura 19 - Ubicación del edificio Universal del MEF (Google Maps)

3.2.3.3. Arquitectura

El edificio Universal se puede describir como una estructura de 10 niveles más 01 sótano, de los cuales el sótano está destinado al estacionamiento de los vehículos de los trabajadores del inmueble, y los 10 niveles son oficinas de diferentes áreas, la altura del edificio es de 28,00 m. El inmueble se constituye en un área predominante de 892,64 m² teniendo una reducción de área de uso en cada nivel como se muestra en la **Tabla 12**. Esta reducción de en planta hace que el edificio sea irregular en planta al no tener continuidad de diafragmas.

Tabla 12-Áreas y usos por cada nivel

Nivel	N.P.T. (m)	Altura (m)	Área construida (m2)	Reducción de área construida %	Uso
Sótano	-3.6		892.64	-	Estacionamiento, almacén
Primer nivel	0	3.6	892.64	0%	Oficina
Mezanine	2.8	2.8	610	32%	Oficina, auditorio
Segundo nivel	5.6	2.8	840.27	6%	Oficina
Tercer nivel	8.4	2.8	840.27	6%	Oficina
Cuarto nivel	11.2	2.8	620.72	30%	Oficina
Quinto nivel	14	2.8	620.72	30%	Oficina
Sexto nivel	16.8	2.8	620.72	30%	Oficina
Séptimo nivel	19.6	2.8	620.72	30%	Oficina
Octavo nivel	22.4	2.8	620.72	30%	Oficina
Noveno nivel	25.2	2.8	620.72	30%	Área de mantenimiento
Techo	28	2.8	196	78%	Cobertura de calamina

Fuente: Ministerio de Economía y Finanzas (2013)

2.1.1. Estado de la construcción

En las visitas realizadas a la edificación se corrobora la ubicación de los elementos estructurales de los cuales se resumen en el ítem 4.6.1.2. En general, el estado de conservación de las estructuras es regular (llámese así al aspecto visual de la construcción, es decir un mantenimiento regular). No se aprecian deflexiones ni daño estructural en columnas y placas de concreto armado, por lo que el edificio no presenta daño estructural y no estructural importante.

El edificio no cuenta con sistemas estructurales definidos en ambas direcciones, La disposición de los pórticos y de muros de albañilería y de concreto armado (placas) determina la irregularidad estructural de la edificación en estudio. Las vigas y las columnas evidencian defectos de diseño para las exigencias sísmicas actuales.

3.2.3.4. Estructura y cimentación

El edificio Universal, está estructurada básicamente por pórticos de concreto armado (vigas y columnas), losas aligerada, placas del ascensor, tabiques de albañilería. El sistema de cimentación es de zapatas aislada de acuerdo a las auscultaciones realizadas in situ, las mismas que se muestran en la **Figura 20**.

Los elementos estructurales principales empleados en la edificación se describen brevemente a continuación:

Losas: Son del tipo losa aligerada con ladrillo de techo (30 x 30 x 20 cm).

Vigas: Son del tipo peraltadas de diferentes dimensiones en las direcciones principales, y secundarias respectivamente, cumpliendo la función de soportar cargas verticales provenientes de losas.

Columnas: Formarán pórticos en ambas direcciones. Las mismas que según su ubicación en los planos son cuadradas, rectangulares, T y L.

Placas: Las placas tanto en el ascensor como en las direcciones XX, YY son de 30 cm de espesor.

Cimentación: El área más conservador de la cimentación es de 2,4 m x 2,4 m y el tipo de cimentación es de zapatas aisladas.

Tabiquería: Las divisiones interiores están constituidos por ladrillo pandereta y drywall del tipo sistema convencional no reforzada



Figura 20 - Auscultación de zapata Z-1 (IGR 2013)

Según la Norma E.030, de acuerdo al Artículo 11, la estructura del edificio se clasifica como una construcción irregular en planta y elevación, al presentar escalonamientos como se muestra en la **Figura 21**, interrupción de elementos verticales resistentes y cambios abruptos en el tamaño de los elementos estructurales.



Figura 21 - Vista exterior del edificio Universal (IGR 2013)

3.2.3.5. Topografía

El área donde se ubica el edificio Universal, presenta una topografía ligeramente inclinada, con pendiente menor al 5%, en dirección del Jr. Lampa, a la plaza mayor de Lima, con una cota promedio de 165 m.s.n.m.

3.2.3.6. Geología

De acuerdo al mapa geológico del cuadrángulo de Lima (hoja 25-I, Boletín N° 43 del INGEMET), el proyecto motivo de estudio se halla ubicado en el antiguo cono deyectivo cuaternario del río Rímac, enmarcadas en roca sedimentaria del jurásico superior al cretáceo inferior y rocas intrusivas de batolito andino el cual está constituido por gravas de origen volcánico, con sedimentos bastante finos. Los estratos de este cono o abanico aluvial pertenecen al cuaternario Pleistoceno (Qp-al). La edad del cono deyectivo, no está aún precisada, pero sin embargo se atribuye su más lejana procedencia al periodo Pleistoceno.

3.3. Métodos de evaluación de vulnerabilidad sísmica

3.3.1. Método ACT 21 - FEMA 154

El método ATC-21(Consejo de Tecnología Aplicada, ATC-21) fue desarrollado por la Agencia Federal de Manejo de Emergencias de los Estados Unidos (FEMA) para determinar la seguridad sísmica de las estructuras civiles que ya están en uso (FEMA 154, 2002). El propósito de este método es la identificación de estructuras que deben ser sometidas a una investigación más detallada en su comportamiento sísmico. En la práctica, el ATC-21 consiste en hacer una inspección visual del edificio desde el exterior y cuando fuese posible desde el interior, para verificar la presencia de una serie de factores que reducen su capacidad para resistir una sollicitación sísmica. En la **Tabla 13**, se muestra los tipos de edificación según el FEMA 154.

La sollicitación sísmica esperada es expresable mediante una cota de peligro sísmico (baja, moderada, alta), en función de un parámetro físico del movimiento del suelo, esa cota en conjunto con el tipo estructural, determina una calificación en base a la capacidad sísmica de la estructura, calificación que el inspector va modificando conforme observa factores tales como condición, altura y

edad de la estructura, así como el tipo de suelo. Este método es usado en evaluaciones rápidas como primer paso para entender el riesgo sísmico al que están expuestas las estructuras importantes, aunque no reemplaza a un estudio detallado, representa una buena aproximación y puede aplicarse extensamente. La evaluación de un edificio específico sigue los siguientes pasos:

- Identificación de la estructura (código, dirección).
- Verificación visual de elevaciones y planta del edificio desde afuera.
- Documentación fotográfica del edificio para identificar las características generales y específicas.
- Identificación de datos básicos (número de pisos, sistema, materiales estructurales, problemas significantes de diseño o construcción).
- Determinación de la calificación estructural básica debido a las condiciones del edificio.

La calificación que se obtiene en cada estructura para determinar su capacidad sísmica está representada en el ATC-21 por la letra "S". La puntuación final (S), es una estimación de la probabilidad de que el edificio colapsará si se tienen movimientos del suelo que igualen o excedan los movimientos sísmicos máximos considerados. Por ejemplo, un puntaje final de $S = 3$ implica una probabilidad de 1 en 103, o de 1 en 1000 de que el edificio colapse si esa vibración del suelo ocurre; $S = 2$ implica una probabilidad de colapso de 1 en 102, o de 1 en 100 y $S = 1$ implica la probabilidad de 1 en 101, o 1 en 10 que el edificio colapse si se presenta la sollicitación sísmica.

Tabla 13- Tipos de edificación según el método FEMA 154

1	W1	Estructura de madera tipo 1.
2	W2	Estructura de madera tipo 2.
3	S1(MRF)	Pórtico de acero resistente a momento
4	S2(BR)	Estructura de acero arriostrada.
5	S3(LM)	Estructura de metal ligero.
6	S4(RC SW)	Estructuras de acero con muros de corte.
7	S5(URM INF)	Estructuras de acero con muros de relleno de mampostería no reforzada
8	C1(MRF)	Edificios de pórticos de concreto resistente a momento.
9	C2(SW)	Edificios de muros de corte de concreto.
10	C3(URM INF)	Estructura de concreto con mampostería de relleno no reforzada.
11	PC1(TU)	Estructuras pre-fabricadas con estructuras inclinadas en su parte superior como tijerales, coberturas metálicas livianas, vigas de madera. Columnas pre-fabricadas en sitio de forma T, H. Muros metálicos soldados.
12	PC2	Estructuras de concreto pre-fabricado(Paneles de concreto pre-fabricado, paneles de metal o vidrio, paneles superboard, drywall, columnas y vigas pre-fabricadas, losas de concreto con secciones T,etc.
13	RM1(FD)	Mampostería reforzada con losa de diafragma flexible.
14	RM2(RD)	Mampostería reforzada con losa de diafragma flexible.
15	URM	Edificios de mampostería no reforzada.

Fuente: (ATC 21, 2002)

3.3.1.1. Formulario de recolección de datos

Brevemente como ya se dijo este método es una inspección desde el exterior para determinar rápidamente si el edificio, está preparado para afrontar las fuerzas de un sismo. Es obvio que una inspección rápida visual no dé una alta confiabilidad acerca del comportamiento sísmico e incluso se pueden encontrar casos en que el procedimiento no identifique algún edificio como riesgoso pero que realmente sí lo es, por eso es muy importante el criterio del investigador para

decidir si el edificio debe investigarse con más detalle. En la **Tabla 14**, se describen los modificadores del formulario y los criterios usados para su elección.

Tabla 14- Modificadores del comportamiento sísmico

Modificador	Descripción
Mediana altura(4 a 7 pisos)	Edificios entre 4 a 7 pisos.
Gran altura(> 7 pisos)	Edificios con más de 7 pisos.
Irregularidad vertical	Pasos en elevación, muros inclinados, discontinuidad en la ruta de la carga, edificio sobre una cuesta, piso blando (p.e. una casa sobre garaje, edificios con columna corta, etc.)
Irregularidad en planta	Edificios en forma de L, U, T, V u otra forma irregular de edificación, edificios con buena resistencia lateral en una dirección, pero no en la otra dirección; rigidez excéntrica en planta.
Modificador	Descripción
Pre-Código	Edificios diseñados y construidos anteriormente al año en los cuales los códigos de diseño sísmico fueron adoptados y hechos cumplir. En el Perú esto se da en la década del 70.
Post-Benchmark	Edificios diseñados y construidos después de que mejoras significativas en los requerimientos del código sísmico (p.e. detalles sobre ductilidad) fueron adoptadas y hechas cumplir.
Suelo tipo C	Suelo denso
Suelo tipo D	Suelo rígido
Suelo tipo E	Suelo blando

Fuente: (ATC 21, 2002)

Además a cada tipo de edificación según su uso le corresponde un volumen de personas. Esto se presenta en la siguiente **Tabla 15**. En la **Tabla 16**, se muestra la nomenclatura del método FEMA 154.

Tabla 15- Tabla de carga de personas según el tipo de edificación

Tipo de edificación	Carga de ocupación
Residencial	100-300
Comercial	50-200
Oficinas	100-200
Industrial	200-500
Sala Pública	> 10
Centro Educativo	50-100
Gubernamental	100-200
Servicio emergencia	1000

Fuente: (ATC 21, 2002)

Tabla 16- Significado de las nomenclaturas que aparecen en el formato - FEMA 154

Nomenclatura	Nombre en inglés	Nombre en castellano
BR	Braced frame	Estructura de acero arriostrado
FD	Flexible diaphragm	Diafragma flexible
LM	Light metal	Metal ligero
MRF	Moment-resisting frame	Estructura resistente a momento (Pórtico)
RC	Reinforced concrete	Concreto reforzado
RD	Rigid diaphragm	Diafragma rígido
SW	Shear wall	Muro de corte
TU	Tilt up	Estructura prefabricada hecha en el suelo y levantada con equipos.
URM INF	Unreinforced masonry infill	Mampostería de relleno no reforzada

Fuente: (ATC 21, 2002)

3.3.2. Índice de vulnerabilidad sísmica

Un ejemplo de metodología utilizada en estudios a nivel urbano, basados en la evaluación de alguno parámetros básicos pueden ser las compuestas por Chang et al, (1995). Esta metodología corresponde a un sistema de puntuación que evalúa el índice de vulnerabilidad sísmica de los edificios, basadas en la propuesta del ATC 21, 1988 (Rapid Visual Screening of Building for Potencial Seismic Hazards) pero agregando consideraciones para tomar en cuenta las características específicas del sitio en donde se encuentran ubicados, como son el potencial de

licuefacción, el tipo de cimentación y la estabilidad de taludes. El sistema de puntuación consta de 16 criterios o parámetros afectados por un peso dependiendo de la importancia que tenga, estos criterios están divididos en dos puntos principales:

- Categoría estructural
- Categoría de sitio / Cimentación

Las categorías más importantes o con mayor peso corresponden al tipo de edificio o material utilizada en su construcción o al año o aplicación de una normativa sismorresistente. La variedad de materiales utilizados en la construcción de los edificios se agrupa en 12 tipos que son: Marcos sismorresistente de acero, marcos de acero reforzado, edificios de metal ligero, marcos de acero con muros de cortante de hormigón colado en sitio, marcos sismorresistente de hormigón, marcos de acero u hormigón con muros de mampostería no reforzada, edificios inclinados, edificios de hormigón precolados, mampostería reforzada y mampostería no reforzada.

La puntuación total máxima del índice de vulnerabilidad es este método es de 108 como se muestra en la **Tabla 17**, en donde a mayor puntuación de la estructura representa una menor vulnerabilidad sísmica, obviamente no existen estructuras con una puntuación de 108, ya que es una combinación de efectos entre las características estructurales de edificio y las características del sitio, es decir aunque una estructura obtenga la máxima calificación en la categoría estructural, por estar en un sitio con características adversas la calificación final se reduce.

Tabla 17– Puntuación de índice de vulnerabilidad

Factor estructural	Peso
Tipo de edificio	20
Año de construcción	20
Irregularidad vertical	3
Piso suave	5
Irregularidad torsional	3
Irregularidad en planta	3
Columnas cortas	5
Junta de separación	5
Acumulación de agua	3
Revestimiento pesado	3
Daño visible	5
Factor de cimentación	Peso
Tipo de suelo	10
Potencial de licuación	10
Tipo de cimentación	3
Estabilidad de taludes	10
Total	108

Fuente: Chang 1995

CAPITULO IV: RESULTADOS Y DISCUSIONES

4.1. Nivel 1- Aplicación del método ATC 21 – FEMA 154

Según el Método FEMA 154, el tipo de edificación es una estructura de pórticos de concreto resistente a momentos (MRF) con mampostería de relleno no reforzada (URM) compuesta básicamente por columnas, vigas y placas.

Según la **Tabla 14**, de modificadores del comportamiento sísmico, el edificio Universal se considera mayor a 7 pisos, con irregularidad vertical e irregularidad en planta. El tipo de suelo pertenece a un suelo rígido según el EMS. Asimismo, el edificio está destinado al uso de oficinas el cual alberga diariamente un promedio de 350 personas, encontrándose en el rango de 101-1000.

La aplicación de investigación visual rápida de edificios con riesgo sísmico potencial se presenta en los formularios de recolección de datos para la sismicidad moderada y alta según FEMA 154, los cuales se muestra en la **Figura 22 y 23**.

INVESTIGACION VISUAL RAPIDA DE EDIFICIOS CON RIESGO SISMICO POTENCIAL										SISMICIDAD MODERADA									
FEMA 154 - FURMULACIO DE RECOLECCION DE DATOS																			
										Direccion: Jr. Junín 319 Cercado de Lima									
										Zona Sismica: Z=3									
										Otras Identificaciones									
										N° de Pisos: 10									
										Año de Contruccion: 1966									
										Inspectores: A.R.A.A. y M.CH.Y.									
										Fecha: 15 de setiembre de 2014									
										Area total de piso (m2): 892.64 m2									
										Nombre del edificio: Universal									
										Uso: Oficinas									
																			
OCUPACION					TIPO DE SUELO														
Sala publica	Gobierno	N° de Personas	A	B	C	D	E	F	Chimenea	Parapetos	Revestimiento								
Oficina	Comercial	1 a 10																	
Historico	Residencial	11 a 100	Roca dura	roca comun	Suelo denso	Suelo rigido	Suelo blando	Suelo pobre	Reforzada		otro:								
Industrial	Colegio	101 a 1000									Computadoras, archivadores, equipos de aire acondicionado								
Serv. Emergencia		1000 +																	
PUNTAJE BASICO, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL																			
TIPO DE EDIFICIO		W1	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM			
				MRF	BR	LM	RC	URM	MRF	SW	URM								
							SW	INF			INF								
Puntaje basico		7.4	6.0	4.6	4.8	4.6	4.8	5.0	4.4	4.8	4.4	4.4	4.6	4.8	4.6	4.6			
Altura mediana (4-7 pisos)		N/A	N/A	0.2	0.4	N/A	0.2	-0.2	0.4	-0.2	-0.4	N/A	-0.2	-0.4	-0.2	-0.6			
Altura alta		N/A	N/A	1.0	1.0	N/A	1.0	1.2	1.0	0.0	-0.4	N/A	-0.2	N/A	0.0	N/A			
Irregularidad vertical		-4.0	-3.0	-2.0	-2.0	N/A	-2.0	-2.0	-1.5	-2.0	-2.0	N/A	-1.5	-2.0	-1.5	-1.5			
Irregularidad en planta		-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8			
Pre-codigo		N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A				
Post-Benchmark		0.0	0.2	0.4	0.6	N/A	0.6	N/A	0.6	0.4	N/A	0.2	N/A	0.2	0.4	0.4			
Suelo tipo C		-0.4	-0.4	-0.8	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.6	-0.4	-0.4	-0.4	-0.2	-0.4	-0.2	-0.4			
Suelo tipo D		-1.0	-0.8	-1.4	-1.2	-1.0	-1.4	-0.8	-1.4	-0.8	-0.8	-0.8	-1.0	-0.8	-0.8	-0.8			
Suelo tipo E		-1.8	-2.0	-2.0	-2.0	-2.0	-2.2	-2.0	-2.0	-2.0	-2.0	-1.8	-2.0	-1.4	-1.6	-1.4			
PUNTAJE FINAL "S"									1.7		0.4								
COMETARIOS: Se tomarón dos tipos de estructura por asemejarse mejor a la realidad.										Requiere evaluacion detallada?									
Riesgo potencial de falla de elementos no estructurales como tabiques, vidrios de mamparas, riesgo de golpeo con edificios aledaños,irregularidad en planta y elevación.										SI									
										NO									

Figura 22 – Formulario de investigación visual rápido de edificios – Sismicidad moderada (ATC 21 – FEMA 154)

INVESTIGACION VISUAL RAPIDA DE EDIFICIOS CON RIESGO SISMICO POTENCIAL										SISMICIDAD ALTA																			
FEMA 154 - FURMULACIO DE RECOLECCION DE DATOS																													
										Direccion: Jr. Junín 319 Cercado de Lima																			
										Zona Sismica: Z=3																			
										Otras Identificaciones																			
										N° de Pisos: 10																			
										Año de Contruccion: 1966																			
										Inspectores: A.R.A.A. y M.CH.Y.																			
										Fecha: 15 de setiembre de 2014																			
										Area total de piso (m2): 892.64 m2																			
										Nombre del edificio: Universal																			
										Uso: Oficinas																			
																													
OCUPACION					TIPO DE SUELO															ELEMENTOS CON RIESGO DE CAER									
Sala publica	Gobierno	N° de Personas	A	B	C	D	E	F	Chimenea											Parapetos	Revestimiento								
Oficina	Comercial	1 a 10																											
Historico	Residencial	11 a 100	Roca dura	roca comun	Suelo denso	Suelo rigido	Suelo blando	Suelo pobre	Reforzada		otro:																		
Industrial	Colegio	101 a 1000									Computadoras, archivadores, equipos de aire acondicionado																		
Serv. Emergencia		1000 +																											
PUNTAJE BASICO, MODIFICADORES Y PUNTAJE FINAL																													
TIPO DE EDIFICIO	W1	W2	S1	S2	S3	S4	S5	C1	C2	C3	PC1	PC2	RM1	RM2	URM														
			MRF	BR	LM	RC	URM	MRF	SW	URM																			
						SW	INF			INF																			
Puntaje basico	4.4	3.8	2.8	3.0	3.2	2.8	2.0	2.5	2.8	1.6	2.6	2.4	2.8	2.8	1.8														
Altura mediana (4-7 pisos)	N/A	N/A	0.2	0.4	N/A	0.4	0.4	0.4	0.4	0.2	N/A	0.2	0.4	0.4	0.0														
Altura alta	N/A	N/A	0.6	0.8	N/A	0.8	0.8	0.6	0.8	0.3	N/A	0.4	N/A	0.6	N/A														
Irregularidad vertical	-2.5	-2.0	-1.0	-1.5	N/A	-1.0	-1.0	-1.5	-1.0	-1.0	N/A	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0														
Irregularidad en planta	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5														
Pre-codigo	N/A	-1.0	-1.0	-0.8	-0.6	-0.8	-0.2	-1.2	-1.0	-0.2	-0.8	-0.8	-1.0	-0.8	-0.2														
Post-Benchmark	2.4	2.4	1.4	1.4	N/A	1.6	N/A	1.4	2.4	N/A	2.4	N/A	2.8	2.6	N/A														
Suelo tipo C	0.0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4														
Suelo tipo D	0.0	-0.8	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	0.6	-0.6														
Suelo tipo E	0.0	-0.8	-1.2	-1.2	-1.0	-1.2	-0.8	-1.2	-0.8	-0.8	-0.4	-1.2	-0.4	-0.6	-0.8														
PUNTAJE FINAL "S"																													
COMETARIOS: Se tomarán dos tipos de estructura por asemejarse mejor a la realidad.																													
Riesgo potencial de falla de elementos no estructurales como tabiques, vidrios de mamparas, riesgo de golpeo con edificios aledaños, irregularidad en planta y elevación.																													
Requiere evaluacion detallada?																													
SI NO																													

Figura 23 – Formulario de recolección de datos de investigación visual rápida – Sismicidad alta (ATC 21- FEMA 154)

En la **Tabla 18**, de comparación de valores de “S” se puede ver la variación de los dos formatos, los resultados que arrojan los formatos de sismicidad moderada y sismicidad alta muestran que el edificio debe ser investigado con más detalle por tener un puntaje menor a 2.

Tabla 18-Comparación de valores de puntuación S

Edificio	Sismicidad moderada	Sismicidad alta
Edificio Universal	1,7 / 0,4	0,5 / 0,0

Se debe dejar en claro que el hecho de que el edificio tenga un valor $S \leq 2$, no significa que sea completamente vulnerable, sino que necesita una evaluación a más detalle. Después de esa evaluación se puede obtener un resultado más preciso si el edificio es vulnerable o no.

Al obtener una puntuación $S = 1,7/0,4$ para sismicidad moderada y $S = 0,5/0,0$ para sismicidad alta, se procede a realizar una evaluación más detallada (Nivel 2) considerando los mínimos requerimientos de la Norma E.030 de diseño sismorresistente

4.2. Nivel 2- Evaluación de la vulnerabilidad estructural del edificio Universal del MEF

Para realizar un estudio de vulnerabilidad sísmica de un edificio existente se realiza una serie de estudios para que al ser analizado sus resultados se aproximen a un comportamiento estructural real. Debido a esto se realizaron ensayos de resistencia a la compresión de testigos de concreto endurecido, ensayos de resistencia a la tracción y estudios de mecánica de suelos como se describe en este capítulo.

4.2.1. Análisis de resultados de resistencia a la compresión

4.2.1.1. Obtención de testigos de concreto endurecido

Los testigos de concreto endurecido se realizaron siguiendo los procedimientos establecidos en la NTP 339.059. El cual indica que los ensayos deben realizarse en forma perpendicular a la superficie de cada elemento, cuidando que la zona no se encuentre próxima a los bordes ni existan juntas, la ubicación de los puntos de extracción se encuentran en los planos que se adjuntan en el Anexo, así mismo se puede observar la marcación correspondiente con el equipo PROFOMETER 5+ en la Figura 29 para su posterior extracción en el lugar indicado. Estos ensayos nos permitirán conocer la resistencia a la compresión del concreto utilizado en los principales elementos estructurales (vigas, columnas, placas). Para la utilización de la extracción de los núcleos endurecidos de concreto se han utilizado una maquina diamantina Marca CONTEC, copa diamantada de 81 mm de diámetro como se muestra en la Figura 24.



Figura 24 - Equipo utilizado para la extracción de muestras de concreto

A fin de no interferir con los aceros de refuerzo de los elementos estructurales donde se realizaron las extracciones, se ha utilizado un escáner marca PROFOMETER 5+, así como un detector manual de aceros como se muestra en la Figura 25.



Figura 25 - Equipo utilizado para detectar acero

4.2.1.2. Escaneo de acero

El escaneo de acero se realizó utilizando el Sistema de detección de barras de refuerzo - Profometer 5+, el ensayo se realizó siguiendo los procedimientos del manual de usuario, ubicando el sensor en la parte lisa del elemento estructural, deslizado de derecha a izquierda para detectar las barras longitudinales y de la parte superior a la parte inferior con la finalidad de localizar los estribos en una columna y en forma inversa para localizar las barras y estribos en las vigas. Asimismo en las placas se procedió a realizar el escaneo con las dos técnicas mencionadas.

En consecuencia el estudio permitió localizar un punto exacto para la extracción de concreto endurecido, permitiendo que la extracción de testigos se realicen sin dañar las barras longitudinales o transversales de los elementos estructurales, como se muestra en la **Figura 26**.



Figura 26 - Escaneo de acero y ubicación de puntos de extracción de testigos de concreto endurecido

Para los resultados del análisis de resistencia a la compresión de los testigos de concreto el factor de corrección en todos los casos ha sido de 1,00 como se indica en la **Tabla 3**. En la **Tabla 19**, se presentan los resultados obtenidos del laboratorio del edificio en estudio.

**Tabla 19-Resultados de los ensayos de resistencia a la compresión de los testigos
en el edificio Universal**

N°	Testigo	Ubicación	Elemento	f'c(kg/cm²)
1	CS-1 (U)	Sótano	Columna	255
2	CS-3 (U)	Sótano	Columna	175
3	VS-1 (U)	Sótano	Viga	167
4	PPP-1 (U)	1° piso	Placa	199
5	CPP-1 (U)	1° piso	Columna	76
6	VPP-1 (U)	1° piso	Viga	279
7	VP-2 (U)	2° piso	Viga	266
8	CP-4 (U)	2° piso	Columna	247
9	CSP-3 (U)	2° piso	Columna	131
10	VP-2 (U)	3° piso	Viga	260
11	CP-4 (U)	3° piso	Columna	107
12	CP-3 (U)	3° piso	Columna	145
13	VP-2 (U)	4° piso	Viga	320
14	CP-3 (U)	4° piso	Columna	207
15	CP-4 (U)	4° piso	Columna	95
16	CP-3 (U)	5° piso	Columna	147
17	VP-2 (U)	5° piso	Viga	270
18	CP-4 (U)	5° piso	Columna	155
19	VP-2 (U)	6° piso	Viga	191
20	CP-2 (U)	6° piso	Columna	113
21	VP-2 (U)	7° piso	Viga	168
22	CP-2 (U)	7° piso	Columna	111
23	VP-2 (U)	8° piso	Viga	220
24	CP-2 (U)	8° piso	Columna	173

Según la Norma E.060, Artículo 5, la resistencia mínima de concreto estructural $f'c$ diseñado y construido de acuerdo con esta Norma no debe ser inferior a 17 Mpa. De acuerdo a los resultados obtenidos de las 24 muestras de concreto endurecido, el 50 % no cumple el mínimo requerido.

Determinación del valor representativo del $f'c$

De los 24 ensayos de resistencia a la compresión, se construye una distribución de frecuencias con intervalos de 70, como se clasifica el concreto según su resistencia a la compresión como se muestra en la **Figura 21**.

Tabla 20-Cuadro estadístico de $f'c$

x1	n1	N1	f1	F1	M.C.	MC*n1
70 – 140	6	6	25%	25%	105	630
140 – 210	10	16	42%	67%	175	1750
210 – 280	7	23	29%	96%	245	1715
280 – 350	1	24	4%	100%	315	315

Sumatoria 4410

$$\text{Media aritmética} = \frac{\sum_{i=1}^N \text{MC} \cdot n1}{N} = \frac{4410}{24} = 183.75$$

$$\text{Moda} = Li + \frac{n1-1}{n1+1+n1-1} * a1 = 140 + \frac{7}{7+70} * 70 = 146.36$$

De la **Tabla 20**, se determina que la mayoría de los resultados de la resistencia a la compresión de los elementos estructurales del edificio Universal del MEF oscilan entre $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$ y $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, considerando la moda, por ser el valor más conservador.

$$f'c = 146.36 \text{ kg/cm}^2 \approx 140 \text{ kg/cm}^2$$

4.3. Análisis de ensayo de resistencia a la tracción

4.3.1. Obtención de muestras de acero

Para la determinación de la resistencia a tracción del acero, se realizó la extracción de barras corrugadas de diferentes diámetros y de diferentes elementos estructurales, como son vigas, columnas y placas. Las barras fueron extraídas con herramientas manuales (Sierra) y codificadas como se muestra en la **Figura 27 y Figura 28**. Los ensayos fueron realizados en el laboratorio de Tecnología de Materiales de la Universidad Nacional de Ingeniería – UNI. Los ensayos de resistencia a la tracción se

realizaron de acuerdo a la NTP. 334.002: 2011, el cual establece las condiciones que deben cumplirse para el ensayo de tracción de todos los productos de acero (Ver Anexo 1)



Figura 27 - Muestras de acero corrugado extraídas



Figura 28 – Codificación de muestras de acero

En la **Tabla 22**, se presenta los resultados obtenidos de las 6 muestras, de los cuales se observa que ninguna supera el mínimo requerido de 4200 kg/cm², como indica la NTP 341.031:2008.

Tabla 21-Resultados de los ensayos de resistencia a la tracción del edificio Universal

Muestra	Sección transversal (pulg)	Área (Cm2)	Carga límite de fluencia (Kg)	Tensión límite de fluencia (kg/cm2)
MA – 01	¾	2.84	10200	3591.55
MA – 02	¾	2.84	9000	3169.01
MA – 03	3/8	0.71	2900	4084.51
MA – 04	3/8	0.71	2850	4014.08
MA – 05	½	1.27	4380	3448.82
MA – 06	5/8	1.98	7200	3636.36

Determinación del valor representativo del fy

De los 6 ensayos de resistencia a la compresión, se considera fy según la media aritmética sin agrupar valores, obteniendo el valor representativo para el modelo matemático el valor de fy = 3600 kg/cm2.

$$\text{Media aritmética} = \frac{\sum_{i=1}^N X_{i.n1}}{N} = \frac{21944 \times 1}{6} = 3657 \text{ kg/cm}^2 \approx 3600 \text{ kg/cm}^2$$

4.4. Análisis del resultado de mecánica de suelos

4.4.1. Estudio de mecánica de suelos

Con la finalidad de definir el perfil estratigráfico en el sector designado para realizar la investigación, se ejecutaron 5 calicatas o pozos de exploración hasta una profundidad máxima de 3,00 m. las calicatas fueron convenientemente ubicadas en el área de estudio con la finalidad de observar el nivel de fundación de la cimentación existente, tal como se muestra en el plano de Ubicación de Calicatas En la **Tabla 22**, se muestra los códigos y profundidad de las calicatas, debiendo mencionar que C-1 y C-4 se hicieron con fines de realizar estudios de corte directo y Z-1, Z-2 y Z-4 con fines de auscultación de zapatas. La ubicación de los puntos de exploración se muestra en el Anexo 4.

Tabla 22-Cuadro de calicatas

Referencia	Profundidad (m)	Cota (msnm)
C-1	3.00	159.00
C-4	2.90	159.00
Z-1	1.00	159.00
Z-2	1.00	159.00
Z-4	1.00	159.00

Con las muestras obtenidas de las prospecciones efectuadas y remitidas al Laboratorio de Mecánica de Suelos FIC-UNI, se realizaron los ensayos de acuerdo a las recomendaciones de la American Society for Testing and Materials (ASTM). En términos generales, se menciona los ensayos considerados para la investigación:

- Análisis Granulométrico por Tamizado.
- Límites Líquido.
- Límite Plástico.
- Clasificación de Suelos por el método SUCS.
- Densidad de campo.
- Ensayo de corte directo.

Se realiza el estudio de mecánica de suelos para la evaluación del nivel de la vulnerabilidad del edificio Universal del MEF, que tiene por objeto efectuar el estudio de las condiciones geotécnicas del suelo de fundación del edificio. En ese sentido se determinó la capacidad portante admisible del suelo de fundación de la actual estructura así como de sus propiedades físico mecánicas según lo establecido en la Norma E-050 de Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones.

4.4.2. Perfil estratigráfico

Del trabajo de campo y de los resultados de laboratorio se permitió recopilar la información suficiente y necesaria para elaborar el perfil estratigráfico asociado. Debido a que las calicatas han sido excavadas a partir del sótano del edificio Universal, el perfil estratigráfico de la zona de estudio presenta un material perteneciente al conglomerado del río Rímac, dicho perfil está conformado por gravas mal graduadas GP para las dos calicatas exploradas, es decir las calicatas C-1, C-4 (**Ver Anexo 2**), desde el NPT – 3,60 m hasta la profundidad total de excavación – 6,60 m en las calicatas se ha observado que a mayor profundidad el suelo gravoso se va consolidando poniendo en evidencia al conglomerado del suelo de Lima. Confirmando que el terreno de fundación del edificio se ubica en un tipo de suelo muy rígidos (S1) según el estudio de vulnerabilidad y riesgo sísmico de Lima y Callao realizados por el Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres - CISMID 2004, como se registra en el Plano de Zonificación de la ciudad de Lima, Plano I-07 (**Ver Anexo 2**)

Cabe aclarar que en las calicatas exploradas, no se encontró la presencia del nivel freático hasta la profundidad de exploración.

4.4.3. Análisis de cimentación

4.4.3.1. Cálculo de capacidad portante admisible

El terreno donde está apoyado el edificio Universal del MEF es un suelo firme perteneciente al conglomerado del río Rímac, pues tal como se ha descrito en el perfil estratigráfico, el suelo consolidado es mostrado desde la superficie de la exploración. Además sus propiedades de resistencia de dicho suelo consolidado se van incrementando con la profundidad, presentado así características geomecánicas adecuadas para la cimentación superficial.

Los valores obtenidos en los trabajos de campo y laboratorio, se obtienen de las características físicas y mecánicas de los suelos en donde descansa la estructura y con valores de laboratorio y geometría existente se inicia la estimación de las capacidades admisibles, para la situación real de la cimentación y profundidad existente.

Generalmente las teorías desarrolladas tienen su base en hipótesis simplificadas del comportamiento de los suelos. El problema de capacidad portante se reduce a los

casos, de presencia de suelos puramente cohesivos o puramente friccionantes o una combinación de ambos. Terzaghi en 1943 fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales. De acuerdo con esta una cimentación es superficial si la profundidad D_f de la cimentación es menor o igual que el ancho de la misma. Terzaghi sugirió que para una cimentación corrida (es decir cuando la relación ancho entre la longitud de la cimentación tiende a cero) la superficie de falla en el suelo bajo carga ultima puede suponerse similar a la **Figura 29**.

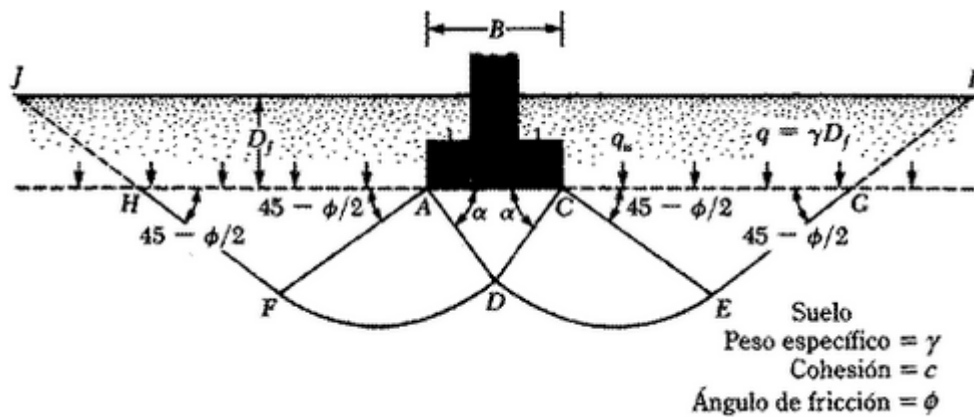


Figura 29-Falla por capacidad de carga en el suelo

Para el presente análisis se tomará en cuenta los valores de ángulo de fricción y cohesión obtenidos en el ensayo de corte directo a la muestra 3 de la calicata 4 (C4 - M3). Resultado que se adjunta en el Anexo 4. El material típico sobre el cual está apoyado los cimientos del edificio en evaluación a una profundidad de 1,00 m. Además, de acuerdo a los ensayos de granulometría evaluados en las calicatas C1-M2 y C4-M3 (Ver Anexo 2) a una profundidad de 1.00 m el material que sirve de apoyo al cimiento de la estructura del edificio en estudio son gravas pobremente gradadas GP o gravas mal, por lo que se considera un tipo de falla general por corte de acuerdo a la teoría de Terzaghi y para el cual se aplicará la siguiente ecuación para el cálculo de la carga última considerando una falla general por corte:

$$q_u = 1,3CN_c + \gamma D_f N_q + 0,4\gamma B N_\gamma$$

Dónde:

q_u : Capacidad ultima de carga (t/m^2)

Df	:	Profundidad de la cimentación (m)
γ	:	Peso volumétrico del suelo (t/m^3)
C	:	Cohesión del suelo (t/m^2)
$\emptyset$	:	Angulo de fricción del suelo, a partir del cual se obtienen los parámetros Nc, Nq y Ny
B	:	Ancho

Teniendo en cuenta un cimiento cuadrado típico para los cimientos de los edificios en evaluación en la **Tabla 23**, se presentan los datos para el cálculo de capacidad de carga última para el caso específico de la zapata observada.

Tabla 23-Datos para el cálculo de q_u .

Datos	Valores
Df	1.00 m
γ	2.3 tn/m ³
B	1.00 m
C	0.00
$\emptyset$	30.70
Fs	3.00
Nc	39.435
Nq	24.434
N γ	21.594

$$q_u = 1,3 \times 0 \times 39.435 + 2.3 \times 1 \times 24.434 + 0,4 \times 1 \times 21.594$$

$$\text{Entonces: } q_u = 76.07 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{adm} = q_u / F_s \text{ donde } F_s = 3$$

Por tanto:

$$Q_{adm} = 2.5 \text{ Kg/cm}^2$$

4.5. Análisis de ensayos de microtrepidaciones

4.5.1. Medición de microtrepidaciones

Se realizan los ensayos de vibraciones ambientales en puntos de la superficie de la estructura, usando el equipo Minimate Plus de Monitoreo Avanzado de Vibraciones y de Sobrepresión, verificando que la superficie sea plana y exista contacto directo entre el equipo y la superficie, evitando cualquier material que bloquee lo anterior mencionado, direccionando el equipo paralelo al Jr. Lampa. En la **Figura 30**, se muestra la utilización del equipo en el piso 8 del edificio en estudio, así mismo en el **Anexo 3**, se muestra la ubicación y la dirección de los estudios realizados.

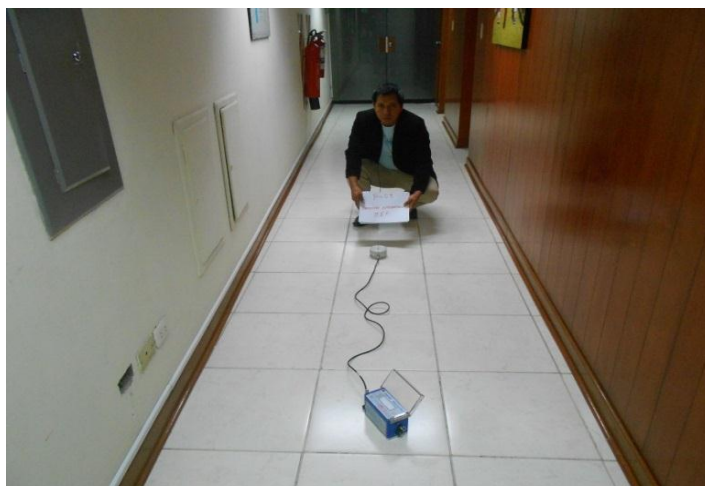


Figura 30 - Ensayos de microtrepidaciones en el piso 8

Para calcular el periodo predominante de la estructura se procedió a realizar el ensayo experimental de Microtrepidaciones con el equipo Minimate plus en 6 puntos del edificio ubicados en el piso 6, 7, 8 y la azotea, de los cuales se presentan los resultados en la Tabla 9, la ubicación precisa así como su orientación de estudio se registra en el Anexo 4. En la Figura 31 se presenta el procesamiento de las mediciones utilizando el software blastware con licencia de uso disponible.

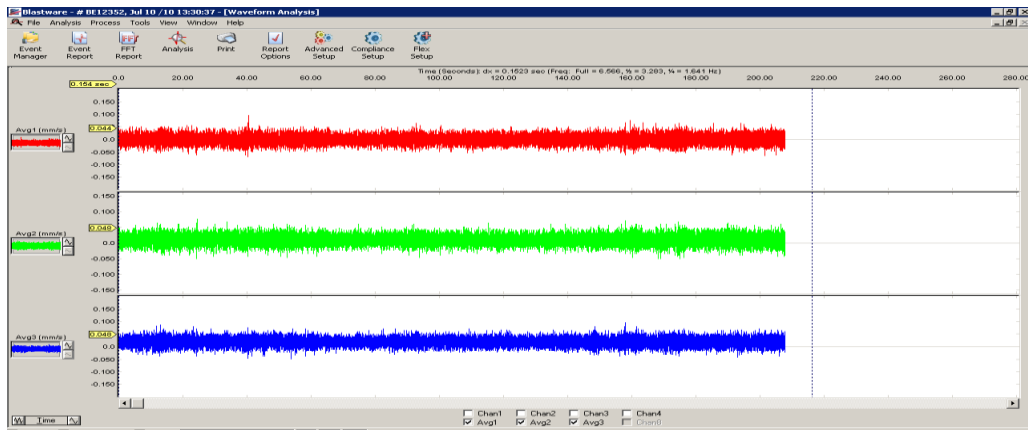


Figura 31 -- Ejemplo del Software Blastware, en donde se observan las señales de registro con sus tres componentes (Transversal, Vertical y Longitudinal)

En la **Figura 32**, se muestra el resultado del análisis en el sentido longitudinal del punto 15, Los ensayos se realizaron paralelo al Jirón Lampa y transversal al Jirón Junín. (Ver Anexo 4)

Fecha/Hora Manual en 13:13:44 Octubre 7, 2013
 Rango Geo:31.7 mm/s
 Tiempo Registro 60.0 seg en 1024 sps

Numero de Serial BE12352 V 10.20-8.17 MiniMate Plus
 Nivel de Bateria 6.3 Voltios
 Date de Calibracion Junio 1, 2012 by Geoinstruments
 Nombre del Archivo N352FDGK.QWD

Notas

Notas Post Evento

Punto 15

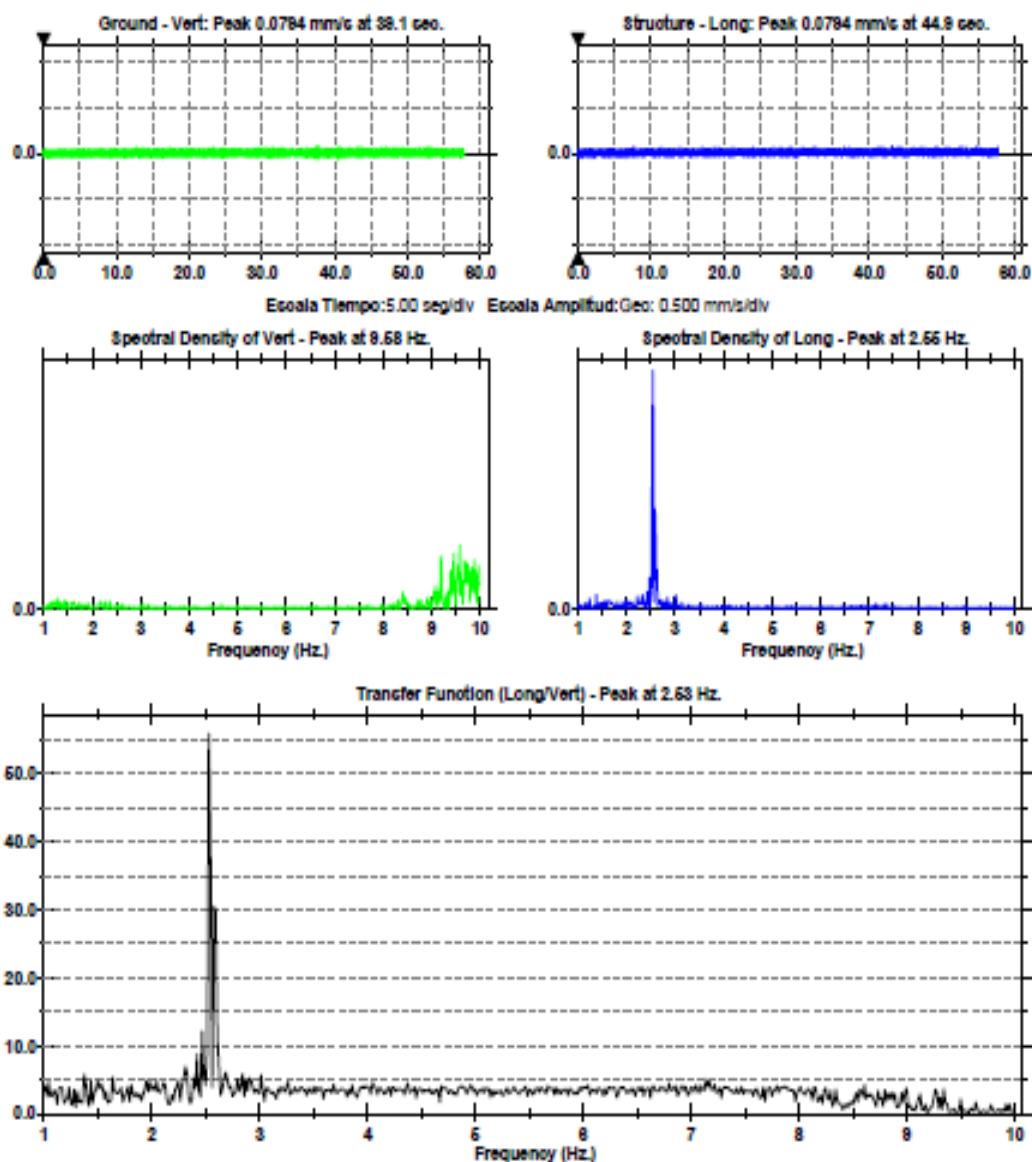


Figura 32 - Ensayos de microtrepidaciones del punto 15

En la **Tabla 24**, se muestra el resumen de los registros procesados, de los cuales obtenemos el periodo fundamental del edificio analizado en los pisos 6, 7, 8, 9, en el sentido longitudinal y transversal.

Tabla 24-Resultados de ensayos de microtrepidaciones

Punto	Función transferencia (Hz)		Periodo fundamental (seg)	
	Long. /Vert.	Trans/Vert	Longitudinal	Transversal
P-11	2.58	2.69	0,388	0,372
P-12	2.56	2.66	0,391	0,376
P-13	2.59	2.66	0,386	0,376
P-14	2.58	2,66	0,388	0,376
P-15	2.53	2.67	0,395	0,375
P-16	2.55	2.98	0,392	0,336

De los ensayos experimentales de Microtrepidaciones en el edificio Universal, el periodo representativo es de 0,395 seg. En consecuencia en el sentido transversal el periodo predominante es de 0,376 seg.

4.6. Modelo matemático

Cuando se modela toda estructura siempre existen aspectos estructurales con grandes incertidumbres de su comportamiento real ante movimientos sísmicos. Entre ellos destacan los efectos de torsión, la flexibilidad del diafragma de piso, la efectividad de las juntas constructivas, la interacción con las estructuras vecinas y la influencia de los elementos no estructurales. Si se considera en forma errónea alguno de estos aspectos la estimación del periodo de vibración podría ser de poco fiar.

Por ello la modelación del edificio Universal se tuvo las siguientes consideraciones:

- Modelación de los tabiques como elementos Shell
- Modelación de vigas y columnas como elementos frame.

- Modelación de losa como elemento tipo Deck.
- Asignación de zonas rígidas en la unión viga – columna.
- Asignación de diafragma rígida a la losa de techo.
- Asignación de mallas de elementos finitos.

4.6.1. Análisis estructural

Se realiza el análisis estático con la finalidad de determinar el cortante en la base, debido a la exigencia de la Norma de diseño sismorresistente, el cual indica que la cortante en la base del análisis dinámico no sea menor que el 80 % de la cortante en la base del análisis estático en edificaciones regulares. En el caso de que fuera una edificación irregular la cortante en la base del análisis dinámico no deberá ser menor que el 90 % del análisis estático.

4.6.1.1. Propiedades de los materiales

a. Concreto armado

Se toma en cuenta el peso específico del concreto armado igual, resistencia a la compresión del concreto f'_c , resistencia de fluencia del acero será de f_y , el módulo de elasticidad, módulo de corte y el módulo de Poisson tal como se describe a continuación:

Peso Específico:	$\gamma_m = 2400 \text{ Kg/m}^3$
Resistencia a compresión:	$f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$
Módulo de Elasticidad:	$E'_c = 177\,482,3935 \text{ Kg/cm}^2$
Módulo de Corte:	$G_c = 91174.91203 \text{ Kg/cm}^2$
Módulo de Poisson:	0,2
Fluencia del acero:	$f_y = 3\,600 \text{ kg/cm}^2$

El módulo de corte G_c se calcula mediante la siguiente relación y es determinada automáticamente por el programa.

$$G_c = \frac{E}{2(v + 1)} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

b. Albañilería

La resistencia a la compresión de la albañilería es $f'_m = 65 \text{ kg/cm}^2$ según la Norma E.070 Albañilería. Tabla N° 9. King Kong Industrial de Arcilla, valor que se considera en caso de diseño. Sin embargo al tratarse de una evaluación de la estructura es necesario realizar ensayos de prismas para la determinar la resistencia a la compresión siguiendo los procedimientos indicados en la NTP 339.613 y 339.604. En el presente proyecto al no haberse realizado el ensayo correspondiente y al considerar que los muros de albañilería no reforzada intervienen en la rigidez de la edificación, es necesario definir el valor a f'_m a considerar.

Con los datos obtenidos de la calidad del concreto se concluye que la resistencia bajó en un 20 % de lo que indican los planos de reforzamiento (175 kg/cm^2) durante 48 años. En consecuencia consideramos que la calidad de los elementos de albañilería debe ser reducida en un 20 % del valor indicado en la Norma E.070.

Nombre de material f'_m : 52 kg/cm^2 (reducido en un 20%)

Módulo de elasticidad E_m : 26 000 kg/cm^2

c. Patrones de carga

• Peso propio

El peso propio lo proporciona y calcula el Software, llevara como nombre peso propio y será del tipo Dead. No se asignara carga con este patrón.

- **Carga muerta**

Proporcionado por los elementos y materiales que forman parte del edificio, tales como luminarias, acabados de cielo raso, piso terminado, tabiquerías internas como muros de subdivisión entre otros, su nombre será del “CM” y será del tipo Súper Dead.

Las cargas por muros de albañilería que nos sirven de subdivisión de ambientes tienen pesos considerados, incluyendo tarrajes iguales a 14 kg/m² por centímetro de espesor de muro. La **Tabla 26**, nos proporciona pesos equivalentes de la tabiquería interna por m² que debemos asignar cuando no se conoce con certeza la ubicación de estos muros tales como es el caso de oficinas.

Tabla 25-Pesos equivalentes de albañilería

Peso de tabique (kg/m)	Carga equivalente en (kg/m ²)
< 74	30
75 – 149	60
150 - 249	90
250 - 399	150
400 - 549	210
550 - 699	270
700 - 849	330
850 - 1000	390

- **Cálculo del peso de tabiquería**

Tabiquería de pandereta:	14 kg/(m ² x cm)
Espesor:	0,15 m
Altura:	2,80 m
W:	14 x 15 x 2,8 m = 588 kg/m
Wt:	270 kg/m ²
Acabados + cielo raso:	100 kg/cm ²
CM:	370 kg/cm ²

- **Carga viva de entrepiso**

Está dado por los componentes móviles en el edificio, tales como escritorios, mesas, sillas, estantes, mostradores, trabajadores y visitas. Su nombre será “Live” y será del tipo Reductible Live. Tratándose de una edificación en cuyos ambientes predominan las oficinas, se ha considerado 250 kg/m², en las escaleras 400 kg/m².

- **Carga viva de azotea**

Generalmente se considera el peso de las personas que intervendrán en la colocación de luminarias, acabados, colocación de coberturas e instrumentos, su nombre será del “Live up” y será del tipo Live. Se ha considerado 100 kg/m²

- **Resumen de patrones de carga**

Carga muerta	CM	370 kg/cm ²
Carga viva entrepiso	LIVE	250 kg/m ²
Carga viva escalera	LIVE	400 kg/m ²
Carga viva azotea	LIVE UP	100 kg/m ²

4.6.1.2. Definición de elementos estructurales

- **Sótano**

Columnas (m)	Placas (m)	Vigas (m)
CL = 0,85 x 1 x 0,40	P1 = 0,30	V1 = 0,40 x 1,0
CT = 1,30 x 1,45 x 0,45	P2 = 0,30	V2 = 0,40 x 0,70
C1 = 0,40 x 0,30	P3 = 0,30	V3 = 0,40 x 0,50
C2 = 1,10x 0,40	P4 = 0,30	
C3 = 0,50 x 0,40	P7 = 0,30	

- **Primer piso**

Columnas (m)	Placas (m)	Vigas (m)
C1 = 0,40 x 0,30	P1 = 0,30	V1 = 0,40 x 1,0
C2= 1,10x 0,40	P2 = 0,30	VT = 0,25 x 0,25
C3 = 0,50 x 0,40	P3 = 0,30	V3 = 0,40 x 0,50
C4 = 0,80x 0,40	P7 = 0,30	

- **Mezanine**

Columnas (m)	Placas (m)	Vigas (m)
C1 = 0,40 x 0,30	P1 = 0,30	VM1 = 1,10 x 0,45
C2= 1,10x 0,40	P2 = 0,30	VM2 = 0,40 x 0,45
C3 = 0,50 x 0,40	P3 = 0,30	V3 = 0,40 x 0,50
C4 = 0,80x 0,40	P4 = 0,30	

- **Segundo piso**

Columnas (m)	Placas (m)	Vigas (m)
C1 = 0,40 x 0,30	P1 = 0,30	VS = 0,40 x 0,50
C4 = 0,80x 0,40	P2 = 0,30	VT = 0,25 x 0,55
C5 = 1,0 x 0,40	P3 = 0,30	
C6 = 0,450x 0,40	P4 = 0,30	
	P7 = 0,30	

- **Tercer piso**

Columnas (m)	Placas (m)	Vigas (m)
C7 = 0,80 x 0,35	P1 = 0,30	VS = 0,40 x 0,50
C8 = 0,40x 0,30	P2 = 0,30	VT = 0,25 x 0,55
C9 = 1,0 x 0,35	P3 = 0,30	
C10 = 0,350x 0,45	P4 = 0,30	
	P7 = 0,30	

- **Cuarto piso**

Columnas (m)	Placas (m)	Vigas (m)
C11 = 0,75 x 0,35	P3 = 0,30	VS = 0,40 x 0,50
C4 = 0,40 x 0,30	P4 = 0,30	V = 0,25 x 0,55
C13 = 0,90 x 0,35	P7 = 0,30	
C10 = 0,350 x 0,45		

- **Quinto piso**

Columnas (m)	Placas (m)	Vigas (m)
C8 = 0,40 x 0,30	P3 = 0,30	VS = 0,40 x 0,50
C10 = 0,35 x 0,45	P7 = 0,30	V = 0,25 x 0,55
C11 = 0,75 x 0,35		

- **Sexto piso**

Columnas (m)	Placas (m)	Vigas (m)
C8 = 0,40 x 0,30	P3 = 0,30	VS = 0,40 x 0,50
C10 = 0,35 x 0,45	P7 = 0,30	V = 0,25 x 0,55
C14 = 0,60 x 0,35		
C15 = 0,55 x 0,35		

- **Séptimo piso**

Columnas (m)	Placas (m)	Vigas (m)
C8 = 0,40 x 0,30	P3 = 0,30	VS = 0,40 x 0,50
C10 = 0,35 x 0,45	P7 = 0,30	V = 0,25 x 0,55
C14 = 0,60 x 0,35		
C15 = 0,55 x 0,35		

- **Octavo piso**

-

Columnas (m)	Placas (m)	Vigas (m)
C8 = 0,40 x 0,30	P3 = 0,30	VS = 0,40 x 0,50

C10 = 0,35x 0,45

P7 = 0,30

V = 0,25 x 0,55

C15 = 0,55x 0,35

- **Noveno piso**

Columnas (m)

C8 = 0,40 x 0,30

C10 = 0,35x 0,45

C15 = 0,55x 0,35

C16 = 0,50x 0,35

Placas (m)

P3 = 0,30

P7 = 0,30

Vigas (m)

VS = 0,40 x 0,50

V = 0,25 x 0,55

4.6.2. Análisis estático

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel de la edificación. En la Figura 33 se presenta el modelo tridimensional de la edificación

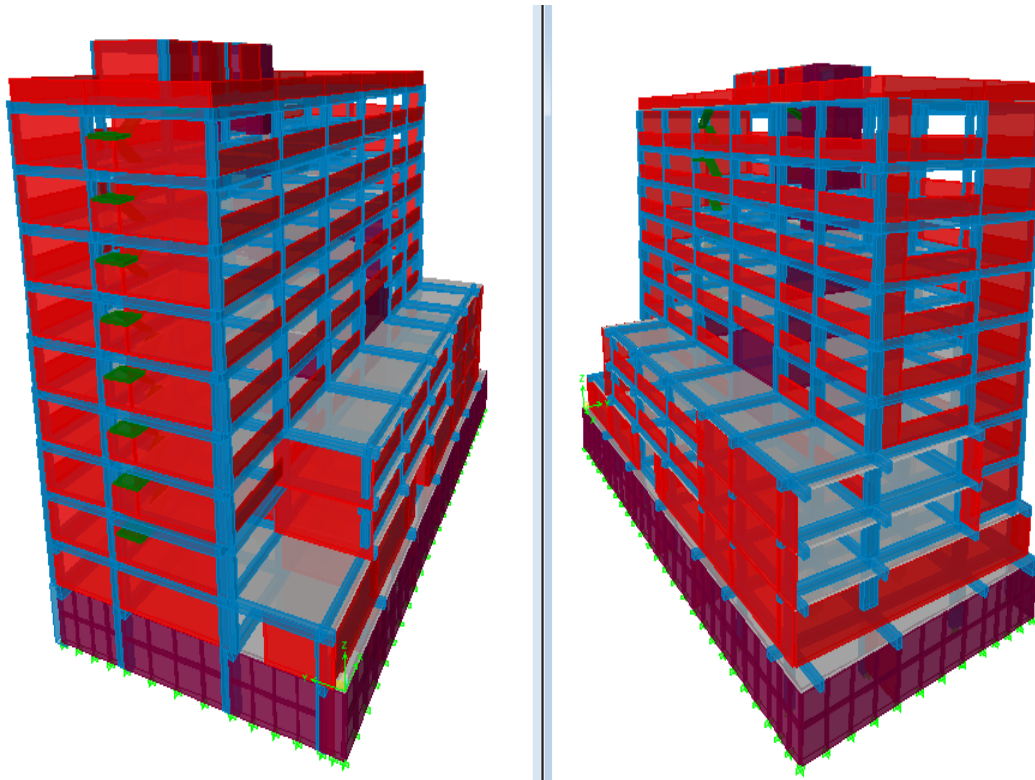


Figura 33 - Vista del modelo tridimensional de la edificación

La estructura correspondiente al edificio Universal ha sido modelada con elementos tipo barra para columnas y vigas, considerando 6 grados de libertad por nudo,

mientras que para el modelamiento de las losas y muros de corte se ha usado elementos tipo área de cuatro y tres nudos con 6 grados de libertad por nudo. El módulo de elasticidad del concreto en el modelamiento ha sido considerado según la Norma E.060 el cual indica que $E_c = 15000 \cdot f'_{c0.5}$.

Según los resultados del estudio de materiales, y la Norma E.060 se consideró un $f'_c = 140 \text{ kg/cm}^2$. Se ha considerado un módulo de Poisson de 0,20. Las cargas de peso propio de los elementos sobre la estructura han sido modeladas a través del peso específico del material que conforman dichos elementos y las cargas muertas adicionales y vivas, han sido colocadas directamente sobre los elementos como cargas distribuidas. Las aceleraciones por sismo han sido colocadas a través del cálculo de coeficiente de cortante en la base.

4.6.2.1. Levantamiento estructural

Las dimensiones de los elementos estructurales así como los espaciamientos y alturas de entrepiso fueron corroboradas mediante las visitas a las instalaciones del edificio en estudio, el cual permitió tener un registro certero de los elementos estructurales con los cuales se procede a modelar con el programa ETABS. Los mismos que se presentan en el Anexo 4 de los planos (secciones de columnas, vigas, placas y muros de albañilería).

4.6.2.2. Cálculo del coeficiente de cortante en la base

Para determinar el cortante automático en la base, V , del edificio debemos recurrir a la expresión mostrada en el Artículo 17.3 de la Norma E.030

$$V = \frac{ZUCS}{R} \cdot P$$

Además de esta expresión la Norma nos indica que

$$\frac{C}{R} \geq 0,125$$

Determinar el periodo fundamental de la estructura, esto lo determinamos mediante la siguiente expresión:

$$T = \left(\frac{h_n}{C_T} \right)$$

Calcular el factor de amplificación sísmica, C, en concordancia con el tipo de suelo, mediante la expresión del Artículo 7 de la Norma E 0.30

$$C = 2,5 \left(\frac{T_P}{T} \right); C \leq 2,5$$

$$C = 2,5 \left(\frac{0,4}{0,64} \right) = 1,56 < 2,5$$

$$C=1,56$$

Evaluar el valor C/R

$$\left(\frac{C}{R} \right) = \frac{1,56}{5,25} = 0,2976 > 0,125 \text{ ok}$$

Determinar el valor de $\frac{ZUCS}{R}$ (coeficiente de cortante en la base)

$$0,4 \times 1, 30 \times 1 \times 0,2976 = 0,1548$$

$$V_{xx} = 0,1548 P$$

$$V_{yy} = 0,1548 P$$

4.6.2.3. Asignación de casos de carga estática

En la **Figura 34**, se muestra la asignación de los patrones de carga que fueron considerados en el modelo matemático, asimismo en la Figura 35 se puede ver los casos de carga por sismo estático y la asignación del valor de la aceleración calculado anteriormente.

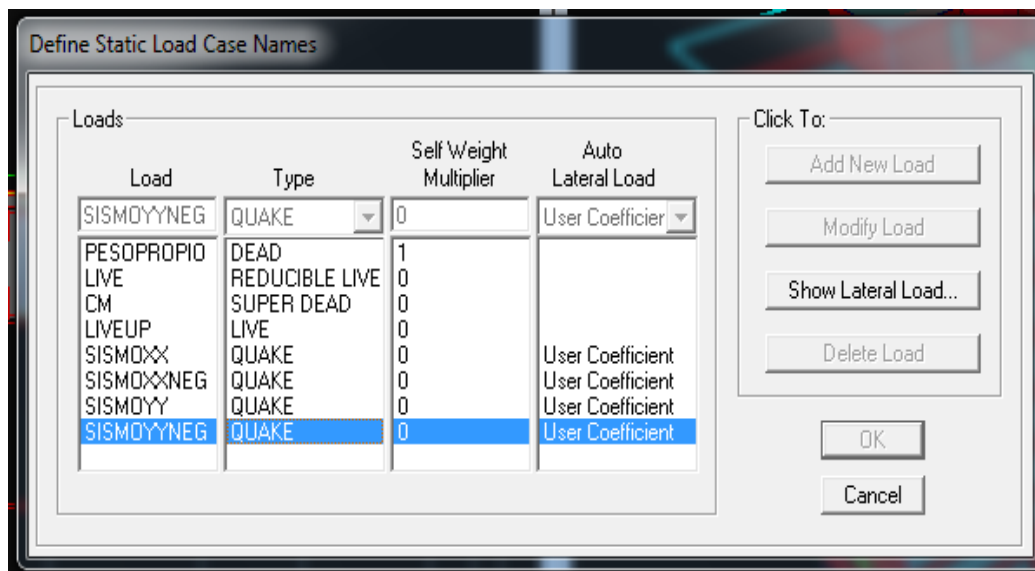


Figura 34 - Patrones de carga estática

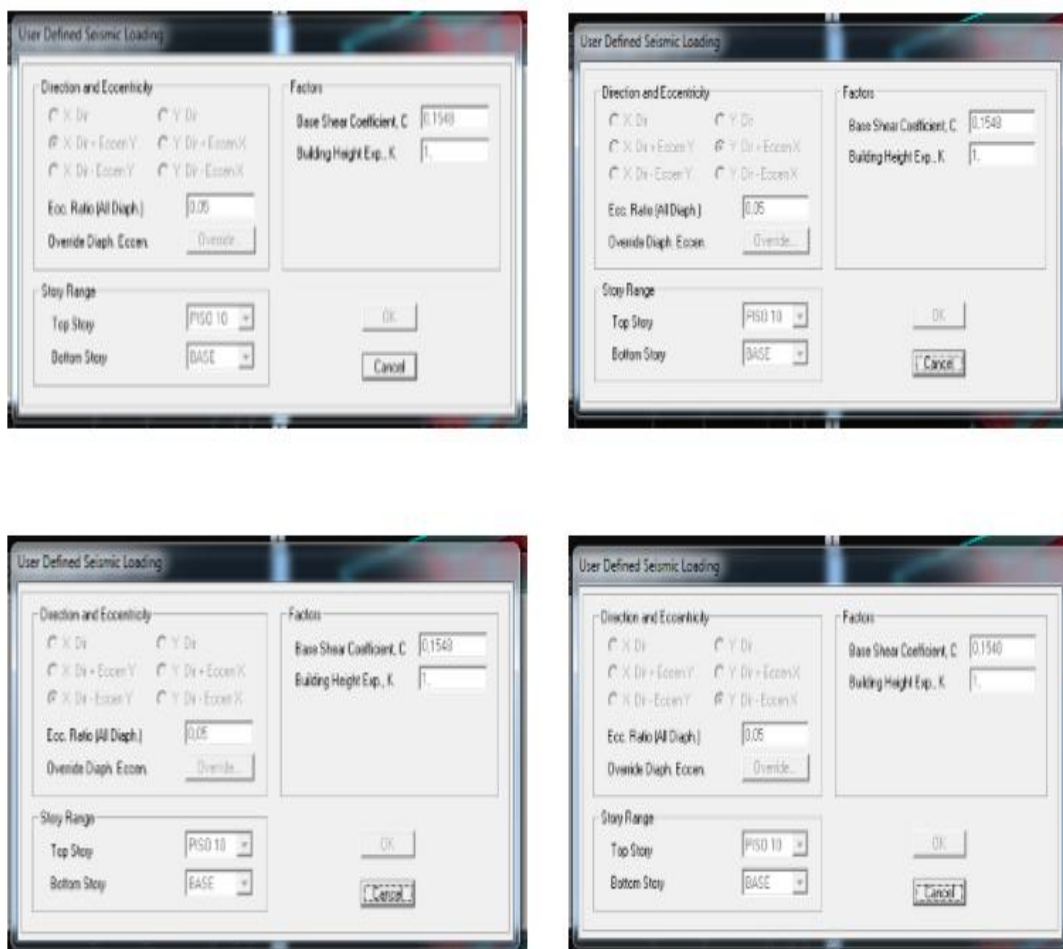


Figura 35 - Asignación de casos sismo estático y el valor de la aceleración

4.6.2.4. Cortante en la base análisis estático

Buscamos el cuadro de “Auto Seismic User Coeficient”, en este cuadro encontramos los distintos parámetros que se usaron para el cálculo del cálculo estático seleccionado, en la columna Weight Used encontramos el peso con el que se calculó el cortante basal para los casos de análisis estático. El coeficiente de aceleración sísmica fue de 0.1548, si multiplicamos este valor con el peso usado con este coeficiente obtendremos el cortante en la base. En la **Tabla 26**, se presentas los resultados de cortante en la base para el caso estático en los sentidos XX e YY.

Tabla 26 - Resultado del cortante en la base según modelo matemático

Case	Dir	Ecc Ratio	Top Story	Bot Story	C	K	Weight Used	Base Shear
SISMOXX	X + EccY	0,05	PISO 10	BASE	0,154	1	7498,53	1160,77
SISMOXXNEG	X - EccY	0,05	PISO 10	BASE	0,154	1	7498,53	1160,77
SISMOYY	Y + EccX	0,05	PISO 10	BASE	0,154	1	7498,53	1160,77
SISMOYYNEG	Y - EccX	0,05	PISO 10	BASE	0,154	1	7498,53	1160,77

La forma como distribuye el Etabs las fuerzas horizontales equivalentes en cada nivel, cuando se eleige “User Coefficient”, se acondiciona a la Norma de diseño sismorresistente E.030. la distribución de estas fuerzas es de manera potencial, el valor de 1 para hace que las fuerzas en cada nivel tenga una distribución casi lineal en forma de triángulo invertido, y a manera que se incrementa el valor de K toma la forma potencial y se incrementa el valor de la fuerza en el último nivel.

4.6.3. Análisis dinámico

La estructura se modela como un sistema de múltiples grados de libertad (MGDL), con una matriz de rigidez elástica lineal y una matriz de rigidez de amortiguamiento viscoso equivalente. La acción sísmica se modela utilizando un análisis espectral modal o un análisis temporal. El análisis espectral modal supone que la respuesta dinámica de la estructura se puede determinar considerando de forma independiente la respuesta de cada modo natural de vibración utilizando un espectro de respuesta elástico. Solo se consideran los modos que contribuyen considerablemente a la respuesta de la estructura. Las respuestas modales se combinan usando métodos tales como “la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados”. El análisis temporal involucra una evaluación paso a paso de la respuesta de la estructura usando registros de sismos reales o acelerogramas sintéticos.

En ambos casos las fuerzas y los desplazamientos internos de la estructura se determinan mediante un análisis dinámico lineal.

4.6.3.1. Incorporación del espectro de diseño

La incorporación del espectro de diseños obedece estrictamente a la aplicación del Artículo 18.2 en su ítem b el cual depende de varios factores tal como se indica en la fórmula:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

En la **Tabla 27**, se hace un resumen de los valores con los cuales se obtiene el espectro de diseño. En la **Tabla 28**, se presenta los valores del espectro de pseudo aceleraciones. En la **Figura 36**, se muestra el espectro de respuesta sísmica.

Tabla 27-Parámetros de Diseño Sismorresistente considerados en el presente estudio (Edificio Universal)

Descripción	Valores
Z	0.4
U	1.3 (B, Edificaciones importantes)
S1	Suelo Rígido
Tp	0.4
S	1
g	9.81 m/s ²
R (xx,yy)	7*3/4=5.25 (Sistema Dual)

Tabla 28- Valores del espectro de Pseudo aceleraciones

Periodo (T)	Aceleración Espectral (Sa)
0.10	2.43
0.20	2.43
0.30	2.43
0.40	2.43
0.50	1.94
0.60	1.62
0.70	1.39
0.80	1.21
0.90	1.08
1.00	0.97
1.10	0.88
1.20	0.81
1.30	0.75
1.40	0.69
1.50	0.65
1.60	0.61
1.70	0.57
1.80	0.54
1.90	0.51
2.00	0.49
2.10	0.46
2.20	0.44
2.30	0.42
2.40	0.40
2.50	0.39
2.60	0.37
2.70	0.36
2.80	0.35
2.90	0.34
3.00	0.32

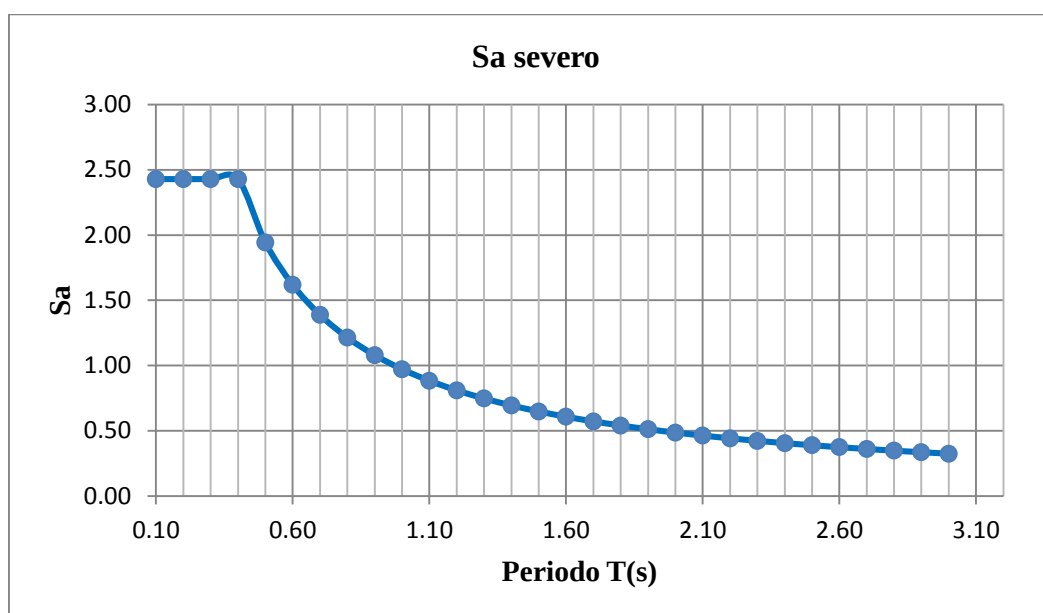


Figura 36-Espectros respuesta sísmica

4.6.3.2. Resultados del análisis dinámico

a. Modos de vibración de la estructura

Como primera revisión del análisis dinámico veremos la cantidad de masa que se usó para el cálculo sísmico y los modos de vibración que se obtuvo. Seleccionando la opción “Modal Participating Mass Ratios” podemos notar los modos y el valor en la columna “Period”. En las columnas UX, UY se observa el porcentaje de participación modal para los modos. En las columnas SumUX, SumUY encontramos los valores de participación modal acumulados. Para cumplir con la Norma E.030 debemos considerar en el modelo tantos modos que nos den al menos el 90 % de participación modal. En el modelo se consideró 3 modos de vibración por piso, al ser el edificio de 10 pisos se considera 30 modos de vibración como se muestra en la Tabla 30 en la cual se puede apreciar que en el modo N° 21 alcanzamos al 90 % de participación.

Se puede apreciar que el primer modo es 0,48 seg. Sin embargo este modo debe estar entre 0,6 seg. a 1,0 seg, por ser un edificio mayor a 6 pisos (Villarreal, 2013). Esto se debe a la intervención de los muros de albañilería que ayudan a rigidizar el edificio. El primer modo nos indica que el edificio en el sentido XX es menos rígido que en el sentido YY, lo cual es de esperarse ya que en el sentido YY existe más muros de albañilería como también placas, además en este sentido el edificio tiene menor longitud.

Tabla 29- Porcentajes de participación modal de masas en ambas direcciones principales

Mode	Period (s)	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,48	46,94	4,76	46,94	4,76
2	0,37	0,01	7,66	46,95	12,42
3	0,35	4,67	41,74	51,62	54,15
4	0,18	22,24	0,01	73,86	54,17
5	0,14	0,24	5,16	74,10	59,33
6	0,12	0,46	18,13	74,56	77,45
7	0,09	7,80	0,26	82,36	77,72
8	0,08	0,26	0,72	82,61	78,44
9	0,08	0,14	0,20	82,76	78,64
10	0,06	4,29	0,00	87,05	78,64
11	0,06	0,10	4,79	87,14	83,43
12	0,06	0,02	0,77	87,17	84,21
13	0,06	0,08	0,03	87,25	84,24
14	0,06	0,00	0,49	87,25	84,73
15	0,05	0,10	0,15	87,35	84,88
16	0,05	0,01	1,37	87,36	86,25
17	0,05	0,46	0,00	87,82	86,25
18	0,05	0,09	0,31	87,90	86,56
19	0,04	1,02	0,67	88,93	87,23
20	0,04	0,08	1,29	89,01	88,51
21	0,04	1,30	0,02	90,31	88,53
22	0,04	0,70	0,62	91,01	89,15
23	0,03	0,73	0,63	91,74	89,78
24	0,03	0,23	1,33	91,97	91,11
25	0,02	0,48	0,43	92,46	91,54
26	0,02	0,38	1,05	92,83	92,59
27	0,02	0,25	1,26	93,08	93,85
28	0,01	1,49	0,26	94,58	94,10
29	0,01	2,60	0,98	97,18	95,08
30	0,01	0,86	2,77	98,04	97,85

b. Periodos representativos

De acuerdo al análisis del modelo matematico, se muestran a continuación los periodos más influyentes en la respuesta, así como también sus formas de modo, en la

Figura 37, se presenta la deformada del primer modo. En las **Figuras 38,39 y 40**, se presentan las deformadas de los modos T2,T3,T4.

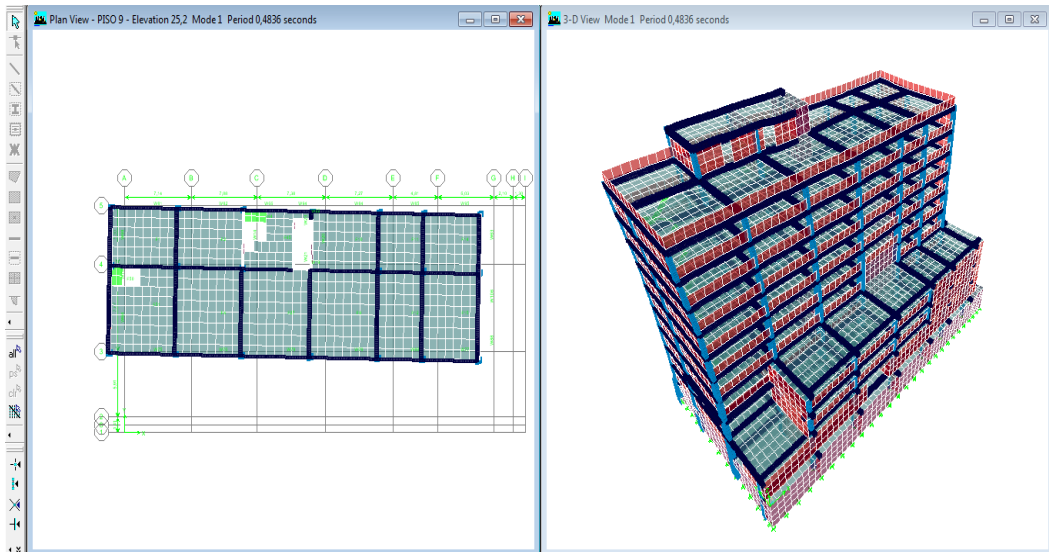


Figura 37 - Deformada del primer modo. T1=0,48 s

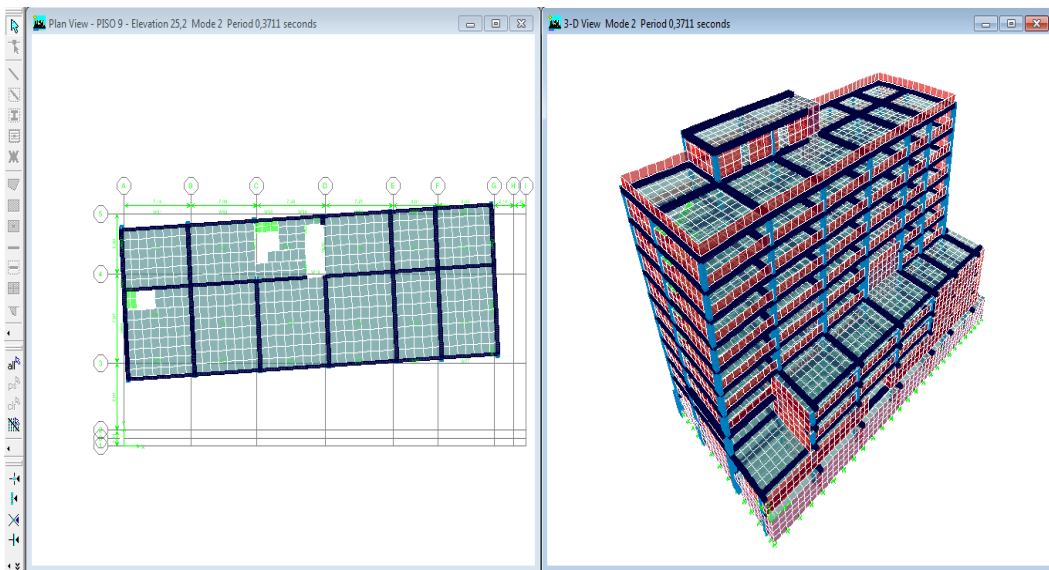


Figura 38 - Deformada del tercer modo. T2=0,37 s.

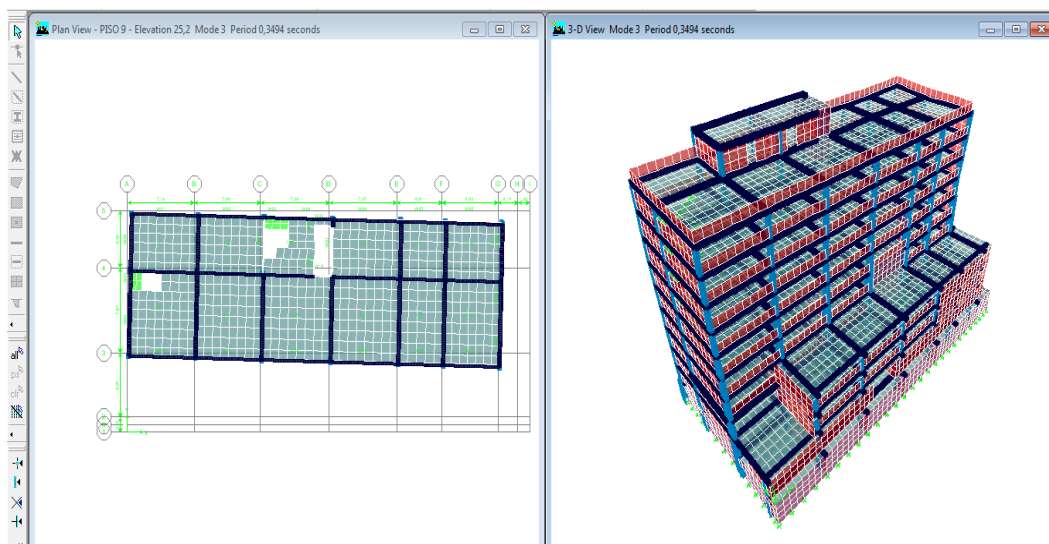


Figura 39 - Deformada del tercer modo. $T_3=0,35$ s.

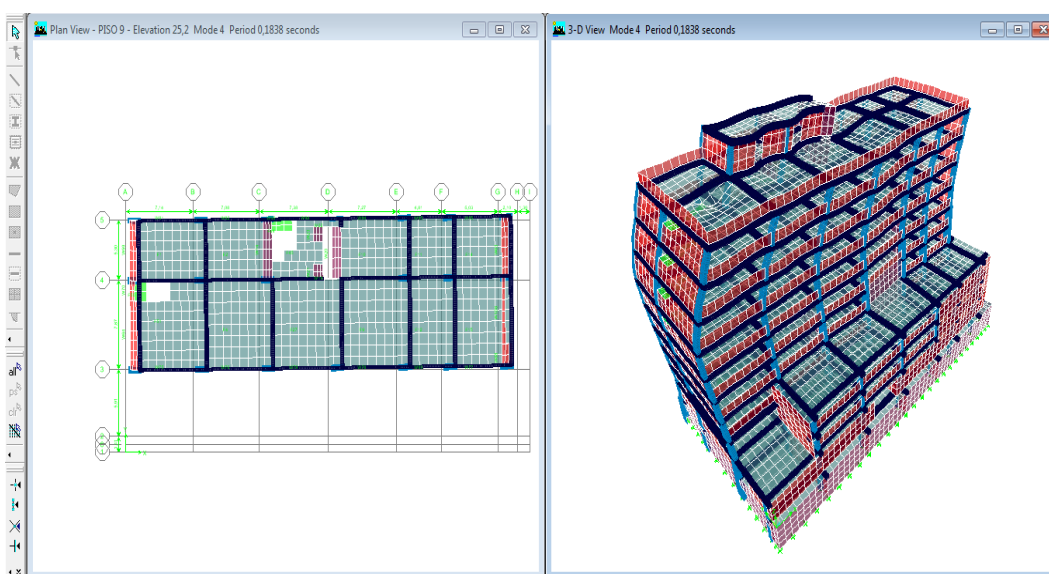


Figura 40 - Deformada del cuarto modo. $T_4=0,18$ s.

C. Desplazamientos y distorsiones

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso calculado según el análisis lineal elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas por el coeficiente R, el cual no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso según el tipo de material predominante.

La Norma de Diseño Sismorresistente E-030, establece como distorsión máxima de entrepiso el valor de 0.007 para estructuras de concreto armado. Esto deberá cumplirse en las direcciones principales X-X y Y-Y.

En la **Tabla 30**, se presentan los valores de desplazamientos en cada piso en el sentido XX y en la **Tabla 31**, en el sentido YY, en la **Figura 41**, se aprecia los desplazamientos en ambas direcciones. Asimismo, en la **Tabla 32-33**, se muestra los resultados de las derivas de entrepiso y en la **Figura 42**, se aprecia que las derivas están dentro del límite permisible para estructuras de concreto armado.

Tabla 30-Desplazamientos de los diafragmas en el sentido XX

DIAPHRAGM CM DISPLACEMENTS XX				
Story	Diaphragm	Load	UX	Des. XX (cm)
PISO 10	D11	SX	0,019	7,284
PISO 9	D10	SX	0,017	6,733
PISO 8	D9	SX	0,014	5,631
PISO 7	D8	SX	0,011	4,213
PISO 6	D7	SX	0,007	2,835
PISO 5	D6	SX	0,005	2,008
PISO 4	D5	SX	0,003	1,299
PISO 3	D4	SX	0,002	0,827
PISO 2	D3	SX	0,001	0,394
MEZANINE	D2	SX	0,000	0,000
PISO 1	D1	SX	0,000	0,000

Tabla 31-Desplazamientos de los diafragmas en el sentido YY

DIAPHRAGM CM DISPLACEMENTS YY				
Story	Diaphragm	Load	UY	Des. yy (cm)
PISO 10	D11	SY	0,013	5,079
PISO 9	D10	SY	0,011	4,253
PISO 8	D9	SY	0,009	3,504
PISO 7	D8	SY	0,007	2,678
PISO 6	D7	SY	0,005	1,890
PISO 5	D6	SY	0,003	1,339
PISO 4	D5	SY	0,002	0,866
PISO 3	D4	SY	0,001	0,551
PISO 2	D3	SY	0,001	0,236
MEZANINE	D2	SY	0,000	0,000
PISO 1	D1	SY	0,000	0,000

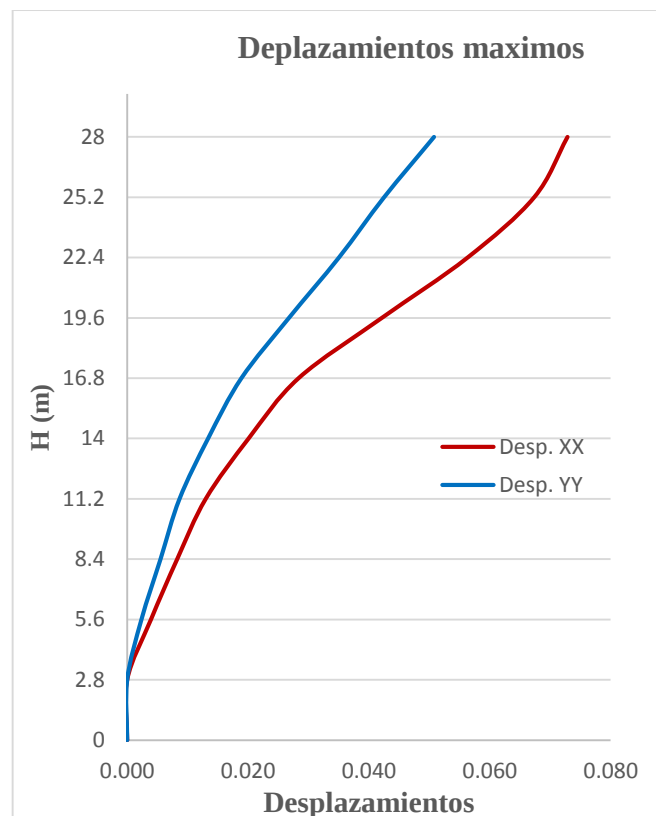


Figura 41 - Desplazamientos en los sentidos XX, YY

Tabla 32-Distorsiones de entrepiso X-X

Diaphargm Drift XX				
Story	Item	Load	DriftX	E.030 <0,007
PISO 10	Diaph D11 X	SX	0,001	0,003
PISO 9	Diaph D10 X	SX	0,001	0,005
PISO 8	Diaph D9 X	SX	0,001	0,006
PISO 7	Diaph D8 X	SX	0,001	0,006
PISO 6	Diaph D7 X	SX	0,001	0,003
PISO 5	Diaph D6 X	SX	0,001	0,003
PISO 4	Diaph D5 X	SX	0,000	0,002
PISO 3	Diaph D4 X	SX	0,000	0,002
PISO 2	Diaph D3 X	SX	0,000	0,001
MEZANINE	Diaph D2 X	SX	0,000	0,000
PISO 1	Diaph D1 X	SX	0,000	0,000

Tabla 33-Distorsiones de entrepiso Y-Y

Diaphargm Drift YY				
Story	Item	Load	DriftY	E.030 <0,007
PISO 10	Diaph D11 Y	SY	0,001	0,003
PISO 9	Diaph D10 Y	SY	0,001	0,004
PISO 8	Diaph D9 Y	SY	0,001	0,005
PISO 7	Diaph D8 Y	SY	0,001	0,004
PISO 6	Diaph D7 Y	SY	0,001	0,003
PISO 5	Diaph D6 Y	SY	0,001	0,003
PISO 4	Diaph D5 Y	SY	0,000	0,002
PISO 3	Diaph D4 Y	SY	0,000	0,002
PISO 2	Diaph D3 Y	SY	0,000	0,001
MEZANINE	Diaph D2 Y	SY	0,000	0,001
PISO 1	Diaph D1 Y	SY	0,000	0,000

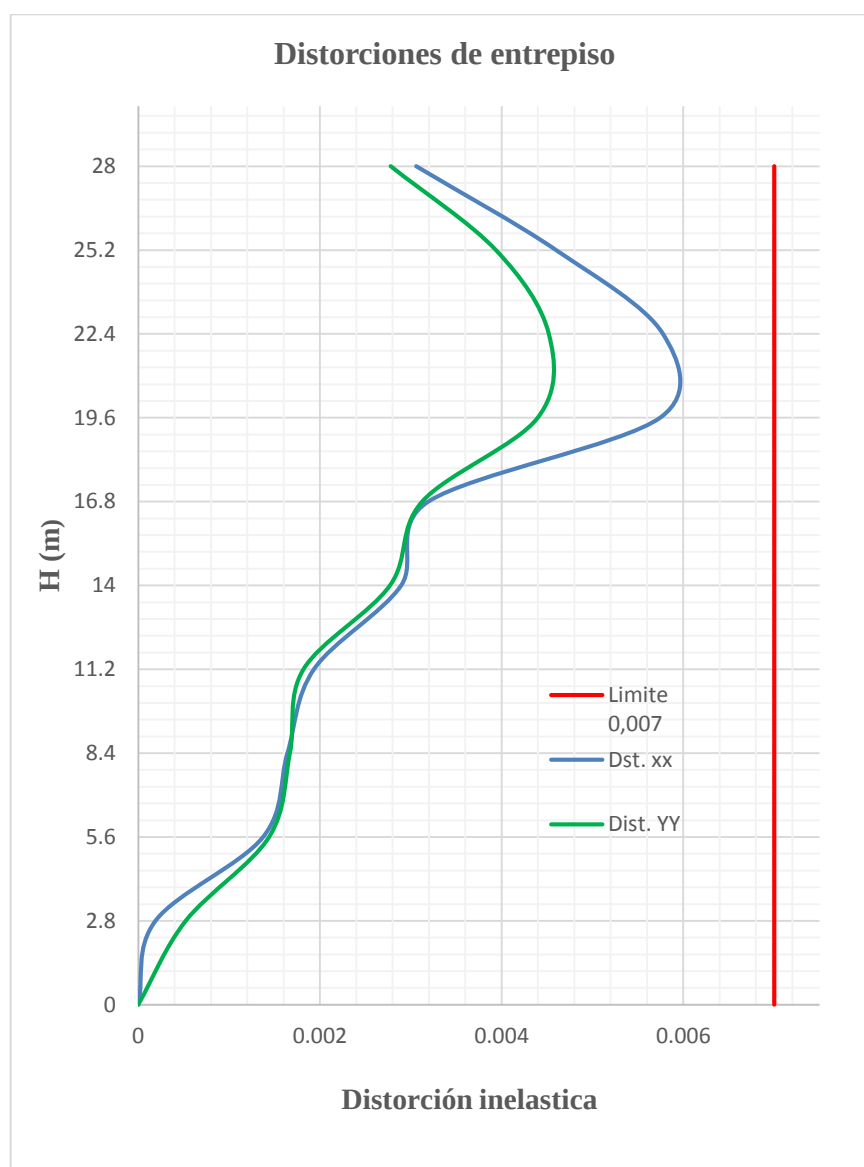


Figura 42 - Distorsiones de entrepiso X-X, Y-Y

d. Cortante dinámico en la base

En la **Tabla 34**, en la fila All se indica el resultado de la combinación de modos. Para la dirección X el evento SX en la columna F1, se presenta el valor de la cortante en la base que es de 675, 75 tn. En la dirección Y el evento SY en la columna F2 se indica el valor de la cortante basal con un valor de 753, 36 tn.

Tabla 34- Reacciones en la base

Response Spectrum Base Reactions				
Spec	Mode	Dir	F1	F2
SX	All	All	675,75	262,85
SY	All	All	262,85	753,36

Se muestra a continuación en la **Tabla 35**, el resumen de los datos obtenidos de los cortantes en la base. El 90 % de la cortante por el análisis de fuerzas equivalentes es mucho mayor a las cortantes del análisis espectral tridimensional. Esto se debe a que el análisis dinámico, la contribución de los modos más altos hacen que la respuesta sea menor. Entonces el análisis estático sirve para verificar que los resultados usando un análisis más sofisticado sean coherentes, considerando un enfoque conservador se recomienda ampliar las acciones dinámicas hasta que sea como mínimo el 90 % del estático.

Tabla 35-Resumen de cortantes

Descripción	Edificio Universal (tn)
Peso total de la edificación	7 498,530
Aceleración de análisis estático	0,155
Cortante en la base de análisis estático	1 160,770
Cortante en la base al 90 % del análisis estático	1 044,693
Cortante en XX del análisis dinámico	675,750
Cortante en YY del análisis dinámico	753,360

Esfuerzo de corte:

El esfuerzo cortante es el tipo de esfuerzo interna que se produce en componentes estructurales cuando las solicitaciones externas son perpendiculares al eje del elemento. Cualquier elemento de concreto armado posee la siguiente resistencia nominal.

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_u = \phi \cdot V_n$$

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{N_u}{140 \cdot A_g} \right) \sqrt{f'_c} b. d. \leq k = 0.93 \sqrt{f'_c} b. d. \sqrt{1 + \frac{N_u}{35 \cdot A_g}}$$

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

El código ACI sugiere las siguientes expresiones para determinar el esfuerzo de corte que puede asumir tanto el concreto como el acero.

Tabla 36 - Cortante último que aporta el edificio X-X

C	Ø	b	H	n°	As-L	d	s	N u	F'c	Fy	As-E	Vc	Vs	Vu (Tn)	Vu ≤ k
C1	0.85	40	30	10	2.84	25	25	76680	140	3600	2.54	9.15	11	17.1	18.53
C4	0.85	80	40	16	2.84	35	25	1E+05	140	3600	2.54	22.4	14.6	31.47	44.66
C4	0.85	80	40	14	2.84	35	25	1E+05	140	3600	2.54	21.8	14.6	30.96	43.18
C4	0.85	80	40	14	2.84	35	25	1E+05	140	3600	2.54	21.8	14.6	30.96	43.18
C4	0.85	80	40	14	2.84	35	25	1E+05	140	3600	2.54	21.8	14.6	30.96	43.18
C4	0.85	80	40	14	2.84	35	25	1E+05	140	3600	2.54	21.8	14.6	30.96	43.18
C4	0.85	80	40	14	2.84	35	25	1E+05	140	3600	2.54	21.8	14.6	30.96	43.18
C4	0.85	80	40	14	2.84	35	25	1E+05	140	3600	2.54	21.8	14.6	30.96	43.18
C2	0.85	110	40	16	2.84	35	25	1E+05	140	3600	2.54	29	14.6	37.08	56.86
C2	0.85	110	40	16	2.84	35	25	1E+05	140	3600	2.54	29	14.6	37.08	56.86
C2	0.85	110	40	16	2.84	35	25	1E+05	140	3600	2.54	29	14.6	37.08	56.86
C2	0.85	110	40	16	2.84	35	25	1E+05	140	3600	2.54	29	14.6	37.08	56.86
C2	0.85	110	40	16	2.84	35	25	1E+05	140	3600	2.54	29	14.6	37.08	56.86
C2	0.85	110	40	16	2.84	35	25	1E+05	140	3600	2.54	29	14.6	37.08	56.86
C2	0.85	110	40	16	2.84	35	25	1E+05	140	3600	2.54	29	14.6	37.08	56.86
C2	0.85	110	40	16	2.84	35	25	1E+05	140	3600	2.54	29	14.6	37.08	56.86
C2	0.85	110	40	16	2.84	35	25	1E+05	140	3600	2.54	29	14.6	37.08	56.86
C2	0.85	110	40	16	2.84	35	25	1E+05	140	3600	2.54	29	14.6	37.08	56.86
C2	0.85	110	40	16	2.84	35	25	1E+05	140	3600	2.54	29	14.6	37.08	56.86
C2	0.85	110	40	16	2.84	35	25	1E+05	140	3600	2.54	29	14.6	37.08	56.86
C2	0.85	110	40	16	2.84	35	25	1E+05	140	3600	2.54	29	14.6	37.08	56.86
C2	0.85	110	40	16	2.84	35	25	1E+05	140	3600	2.54	29	14.6	37.08	56.86
C2	0.85	110	40	16	2.84	35	25	1E+05	140	3600	2.54	29	14.6	37.08	56.86
C2	0.85	110	40	16	2.84	35	25	1E+05	140	3600	2.54	29	14.6	37.08	56.86
C2	0.85	110	40	16	2.84	35	25	1E+05	140	3600	2.54	29	14.6	37.08	56.86
C2	0.85	110	40	16	2.84	35	25	1E+05	140	3600	2.54	29	14.6	37.08	56.86
C2	0.85	110	40	16	2.84	35	25	1E+05	140	3600	2.54	29	14.6	37.08	56.86
C3	0.85	50	40	12	2.84	35	25	92016	140	3600	2.54	14.6	14.6	24.85	29.34
C3	0.85	50	40	12	2.84	35	25	92016	140	3600	2.54	14.6	14.6	24.85	29.34
C3	0.85	50	40	12	2.84	35	25	92016	140	3600	2.54	14.6	14.6	24.85	29.34
C3	0.85	50	40	12	2.84	35	25	92016	140	3600	2.54	14.6	14.6	24.85	29.34
C3	0.85	50	40	12	2.84	35	25	92016	140	3600	2.54	14.6	14.6	24.85	29.34
C3	0.85	50	40	12	2.84	35	25	92016	140	3600	2.54	14.6	14.6	24.85	29.34
C3	0.85	50	40	12	2.84	35	25	92016	140	3600	2.54	14.6	14.6	24.85	29.34
C3	0.85	50	40	12	2.84	35	25	92016	140	3600	2.54	14.6	14.6	24.85	29.34
Cortante que aporta														896.42 Tn	

Tabla 37 - Cortante último que aporta el edificio Y-Y

C	ø	b	H	n°	As-L	d	s	N u	F'c	Fy	As-E	Vc	Vs	Vu (Tn)	Vu ≤ k
C1	0.85	30	40	10	2.84	35	25	76680	140	3600	2.54	9.69	14.6	20.67	19.62
C4	0.85	40	80	16	2.84	75	25	1E+05	140	3600	2.54	24.1	29.3	45.34	48.02
C4	0.85	40	80	14	2.84	75	25	1E+05	140	3600	2.54	23.4	29.3	44.79	46.42
C4	0.85	40	80	14	2.84	75	25	1E+05	140	3600	2.54	23.4	29.3	44.79	46.42
C4	0.85	40	80	14	2.84	75	25	1E+05	140	3600	2.54	23.4	29.3	44.79	46.42
C4	0.85	40	80	14	2.84	75	25	1E+05	140	3600	2.54	23.4	29.3	44.79	46.42
C4	0.85	40	80	14	2.84	75	25	1E+05	140	3600	2.54	23.4	29.3	44.79	46.42
C2	0.85	40	110	16	2.84	105	25	1E+05	140	3600	2.54	31.7	40.2	61.14	62.16
C2	0.85	40	110	16	2.84	105	25	1E+05	140	3600	2.54	31.7	40.2	61.14	62.16
C2	0.85	40	110	16	2.84	105	25	1E+05	140	3600	2.54	31.7	40.2	61.14	62.16
C2	0.85	40	110	16	2.84	105	25	1E+05	140	3600	2.54	31.7	40.2	61.14	62.16
C2	0.85	40	110	16	2.84	105	25	1E+05	140	3600	2.54	31.7	40.2	61.14	62.16
C2	0.85	40	110	16	2.84	105	25	1E+05	140	3600	2.54	31.7	40.2	61.14	62.16
C2	0.85	40	110	16	2.84	105	25	1E+05	140	3600	2.54	31.7	40.2	61.14	62.16
C2	0.85	40	110	16	2.84	105	25	1E+05	140	3600	2.54	31.7	40.2	61.14	62.16
C2	0.85	40	110	16	2.84	105	25	1E+05	140	3600	2.54	31.7	40.2	61.14	62.16
C2	0.85	40	110	16	2.84	105	25	1E+05	140	3600	2.54	31.7	40.2	61.14	62.16
C2	0.85	40	110	16	2.84	105	25	1E+05	140	3600	2.54	31.7	40.2	61.14	62.16
C2	0.85	40	110	16	2.84	105	25	1E+05	140	3600	2.54	31.7	40.2	61.14	62.16
C2	0.85	40	110	16	2.84	105	25	1E+05	140	3600	2.54	31.7	40.2	61.14	62.16
C2	0.85	40	110	16	2.84	105	25	1E+05	140	3600	2.54	31.7	40.2	61.14	62.16
C2	0.85	40	110	16	2.84	105	25	1E+05	140	3600	2.54	31.7	40.2	61.14	62.16
C2	0.85	40	110	16	2.84	105	25	1E+05	140	3600	2.54	31.7	40.2	61.14	62.16
C3	0.85	40	50	12	2.84	45	25	92016	140	3600	2.54	15.1	18.3	28.4	30.38
C3	0.85	40	50	12	2.84	45	25	92016	140	3600	2.54	15.1	18.3	28.4	30.38
C3	0.85	40	50	12	2.84	45	25	92016	140	3600	2.54	15.1	18.3	28.4	30.38
C3	0.85	40	50	12	2.84	45	25	92016	140	3600	2.54	15.1	18.3	28.4	30.38
C3	0.85	40	50	12	2.84	45	25	92016	140	3600	2.54	15.1	18.3	28.4	30.38
C3	0.85	40	50	12	2.84	45	25	92016	140	3600	2.54	15.1	18.3	28.4	30.38
C3	0.85	40	50	12	2.84	45	25	92016	140	3600	2.54	15.1	18.3	28.4	30.38
Cortante que aporta														1344.68 Tn	

Tabla 38 - Cuadro comparativo de cortantes

Dirección	V. Anal. Dinámico	V. Aporta
X-X	675.75	896.42
Y-Y	753.36	1344.68

La **Tabla 38**, muestra la diferencia del cortante según el análisis dinámico y el cortante que aporta el edificio en el primer nivel. El cortante que aporta el edificio, supera en un 25 % al cortante en X-X del análisis dinámico. Asimismo, el cortante que aporta el edificio en dirección Y-Y, supera en un 45 % al cortante del análisis dinámico.

e. Centro de masa y centro de rigidez de la estructura

Tabla 39 - Centro de masa y rigidez

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
PISO 1	D1	96,785	96,785	21,285	10,296		
MEZANINE	D2	84,3148	84,3148	20,599	10,817	21,6	15,19
PISO 2	D3	87,9174	87,9174	21,259	10,838	19,883	13,352
PISO 3	D4	76,7593	76,7593	21,459	10,935	19,701	12,996
PISO 4	D5	53,1642	53,1642	20,095	13,838	19,865	13,295
PISO 5	D6	52,757	52,757	20,098	13,844	20,124	14,309
PISO 6	D7	51,9399	51,9399	20,085	13,83	20,251	15,231
PISO 7	D8	51,0862	51,0862	20,01	13,835	19,65	15,763
PISO 8	D9	50,9663	50,9663	20,009	13,844	18,953	16,008
PISO 9	D10	31,3023	31,3023	19,996	13,937	18,341	16,045
PISO 10	D11	5,0723	5,0723	14,177	17,856	17,69	15,793

f. Comparación de los periodos obtenidos

Si comparamos los resultados por los dos procedimientos por vibraciones ambientales (Microtrepidaciones) y Etabs. En la **Tabla 38**, los resultados indican que los valores del modelo matemático se aproximan a los ensayos experimentales de microtrepidaciones. Los ensayos de microtrepidaciones también indican que el edificio es más rígido en el sentido YY, sin embargo se observa que existe una diferencia de periodos calculados con ambos métodos.

La diferencia de estos datos se debe a que al realizarse los ensayos de microtrepidaciones in situ, intervienen todos los elementos estructurales como no estructurales como son: los tabiques móviles de media altura, los cristales, rejas de las ventanas entre otros elementos que están dentro de la estructura. En consecuencia, existirá esta diferencia de periodos cuando se evalúe edificios existentes. Sin embargo al corroborar estos datos y al no ser muy distantes indican que el modelo matemático ha sido realizado de forma adecuada (Olarde 2013)

Tabla 40 - Comparación de periodos obtenidos

Dirección	Periodo por Microtrepidaciones	Periodo por Etabs
X-X	0,395	0.485
Y-Y	0,376	0.37

4.7. Análisis de puntuación de índice de vulnerabilidad sísmica

4.7.1. Factor estructural

4.7.1.1. Tipo de edificio

Los materiales por lo que está compuesto los elementos estructurales del edificio Universal no es homogéneo, el promedio de los ensayos de resistencia a la compresión oscila entre 70 kg/ cm² y 320 kg/ cm², obteniéndose como valor mínimo de promedio de entrepiso $f'c = 140$ kg/cm², datos que indican que el edificio es propenso a fallar por rotula plástica como se muestra en la **Figura 43**, además el valor mínimo de los ensayos de resistencia a la compresión no supera el mínimo requerido según la Norma E-0.30 de Diseño sismorresistente, debido a los datos obtenidos se asume una puntuación de 5.



Figura 43 - Falla de una columna por rotula plástica

4.7.1.2. Año de construcción

Su antigüedad mayor a cinco décadas, indica que el edificio fue diseñado y reforzado con normas no adecuadas a la realidad peruana, ya que la primera norma de diseño sismorresistente surge en el año 1970, teniendo como la zonificaciones de mayor actividad sísmica las zonas de la costa sur del país como se muestra en la **Figura 44**. Por ello se considera un valor de 8.

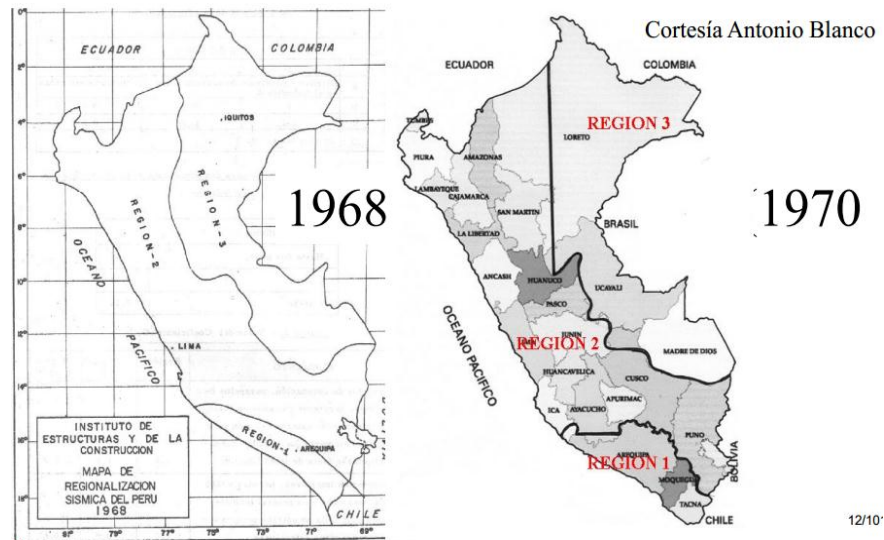


Figura 44 - Zonificación de actividades sísmicas

4.7.1.3. Irregularidad vertical

El edificio presenta irregularidad en elevación pero no supera la dimensión en planta que de la estructura resistente a cargas laterales que es de 130 % como indica la Norma E-0.30 de Diseño sismorresistente. Por ello el puntaje asumido es de 2.

4.7.1.4. Piso suave

El edificio no presenta piso blando o suave, por ello se toma el valor de 4.

4.7.1.5. Irregularidad torsional

Además, según la evaluación realizada con las normas vigentes E-0.30 de Diseño sismorresistente, los desplazamientos de entrepiso oscilan entre 0.001 a 0.006, datos que indican que el edificio no supera los 0.007 como indica la Norma, asimismo con los datos obtenidos del modelo matemático se concluye que el edificio es muy rígido, rigidez que no da opción al comportamiento elástico del edificio, debido a ello se estima un puntaje de 1.

4.7.1.6. Irregularidad en planta

La configuración en planta y el sistema resistente de la estructura tiene esquinas entrantes de 32 % que supera el máximo permisible de 20 %, como indica la Norma E-0.30, debido a ello se considera un puntaje de 0.

4.7.1.7. Columnas cortas

Según los trabajos realizados con equipo de taladro como se muestra en la **Figura 45**, los muros de relleno interior son de ladrillo pandereta, muros que según los investigadores no genera columna corta, por ello se considera un puntaje de 4.



Figura 45 - Verificación de muros de ladrillos pandereta

4.7.1.8. Junta de separación

El edificio Universal no presenta espaciamiento con el bloque de media altura, el espaciamiento mínimo debe ser de 3.5 cm. Por ello se considera un puntaje de 0.



Figura 46 - Junta de separación sísmica

4.7.1.9. Acumulación de agua

El edificio no presenta acumulación de agua que deteriore la estructura debido a ello el puntaje estimado es de 2.

4.7.1.10. Revestimiento pesado

Por los años de uso y remodelaciones realizadas en el edificio presentan revestimientos pesados en algunos puntos de la estructura como se muestra en la **Figura 46**. Por ello se estima un puntaje de 2.



Figura 47 - Vista de un testigo del primer piso en el cual se aprecia el revestimiento

4.7.1.11. Daño visible

En el edificio se realizan demoliciones de elementos estructurales como se muestra en **Figura 47**, debido a ello el puntaje estimado es de 0.



Figura 48 - Daños visibles ocasionados por remodelaciones en el edificio

4.7.2. Factor de cimentación

4.7.2.1. Tipo de suelo

De acuerdo a los zonificación sísmica y EMS el tipo de suelo de fundación del edificio es óptimo (GP), debido a ello el puntaje estimado es de 8.

4.7.2.2. Potencial de licuación

El tipo de suelo de fundación del edificio no presenta nivel freático, ni es licuable en caso de sismos, debido a ello se estima un puntaje de 8.

4.7.2.3. Tipo de cimentación

Según el estudio de mecánica de suelos, la capacidad portante de suelo es adecuado para el tipo de cimentación planteada, sin embargo la profundidad de desplante es lo mínimo (1m), debido a ello el puntaje estimado es de 2.

4.7.2.4. Estabilidad de taludes

El edificio está construido en una zona de topografía con pendiente mínima, debido a ello el puntaje estimado es 6.

4.7.3. Sumatoria del puntaje del edificio

El puntaje total del edificio es de 53 como muestra en la **Tabla 41**, puntaje que indica que el edificio tiene un índice de vulnerabilidad de 51 %.

Tabla 41 - Puntaje estructural del edificio

Factor estructural	Peso
Tipo de edificio	5
Año de construcción	8
Irregularidad vertical	2
Piso suave	4
Irregularidad torsional	1
Irregularidad en planta	0
Columnas cortas	4
Junta de separación	0
Acumulación de agua	2
Revestimiento pesado	2
Daño visible	0
Factor de cimentación	Peso
Tipo de suelo	8
Potencial de licuación	8
Tipo de cimentación	2
Estabilidad de taludes	7
Total	53

4.8. Recomendaciones para medidas de mitigación de la vulnerabilidad sísmica

4.8.1. Propuesta de reforzamiento estructural mediante sistema de protección sísmica - disipadores de energía

Las técnicas de control de vibraciones de estructuras para la protección sísmica de edificios existentes o nuevos edificios son ampliamente conocidas y estudiadas en el mundo. Sin embargo, en nuestro país estas técnicas recién vienen siendo difundidas. Además, según el análisis de modelo matemático el índice de vulnerabilidad sísmica del edificio es de 51 %, lo cual indica el nivel de vulnerabilidad moderado.

Por esta razón, proponemos para el reforzamiento estructural del edificio Universal la inclusión de disipadores de energía en puntos estratégicos de cada uno de los edificios para reducir y mitigar los efectos de los futuros eventos sísmicos, además, el promedio de los resultados de ensayos de resistencia a la compresión es de $f'c = 175$ kg/cm², valor mínimo que se requiere para realizar trabajos de reforzamiento con disipadores de energía.

La **Figuras 49 y 50**, presenta el estado del arte del sistema de protección sísmica y la aplicación de los disipadores de energía aplicados a edificaciones de Perú y México con mucho éxito.



Figura 49 - Aplicación de disipadores de energía en México

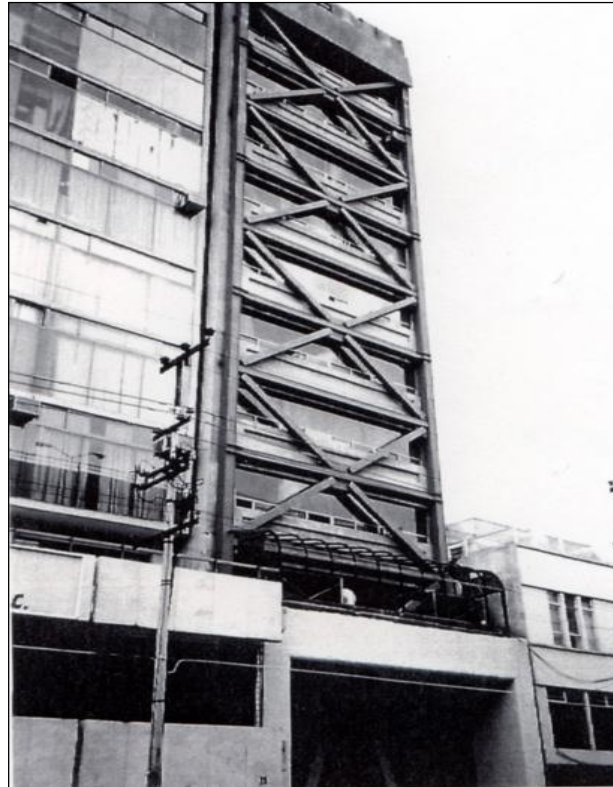


Figura 50 - Rehabilitación con contravientos de acero en el edificio de Aguas Calientes (México)

4.9. Costos estimados del reforzamiento del edificio universal del MEF

Para la estimación del costo por m² se han utilizado los análisis de costos y precios de insumos de las principales publicaciones especializadas en Construcción, Arquitectura e Ingeniería (*).

(*) Costos, publicación Grupo S10. Construcción, arquitectura e ingeniería (Setiembre 2013).

(*) Constructivo, revista al servicio del desarrollo y promoción de la construcción (Setiembre 2013).

(*) Perú Construye, revista de la industria de la construcción y arquitectura (Setiembre 2013).

4.9.1.Principales características y estimación de costos

Tipo: Edificación destinada a Usos Múltiples

Modelo: 9 pisos

Estructuras: Zapatas, pórticos de vigas y columnas con muros de concreto armado, muros de ladrillo, losa aligerada, tanque cisterna y tanque elevado.

Instalaciones Eléctricas: Tuberías de PVC empotradas, sistema eléctrico de equipo de bombeo, sistema de cableado de comunicaciones, sistema de aire acondicionado, calefacción.

Instalaciones Sanitarias: Agua fría, caliente, desagüe.

Ascensores, escaleras de emergencia, sistema contra incendios, calefacción, aire acondicionado.

Zona: Lima

Tabla 42 - Estimación de costos de construcción nueva

Costo estimado por m2	S/.
Costo directo:	2,223.25
GG (10%):	222.325
Utilidad (10%):	222.325
Costo Total:	2,667.90
IGV (18%):	480.222
TOTAL:	3,148.12

Área techada: 7,996.14 m²
Costo estimado de la edificación nueva: S/. 25, 172,808.26

4.9.2. Costo estimado del reforzamiento estructural mediante disipadores de energía - Edificio Universal

Reforzamiento con disipadores (20% edif. nueva): **S/. 5, 034,561.65**

4.10. Prueba de hipótesis

Para la prueba de hipótesis de la investigación se utiliza el método estadístico de χ^2 – cuadrado

$$\chi^2 = \sum \frac{(O - E)^2}{E}$$

4.10.1. Para derivas de entrepiso

- **Hipótesis nula**

H_0 = Las derivas de entrepiso oscilan dentro de los parámetros permisibles (Min = 0.002; Max = 0.007)

- **Hipótesis alternativa**

H_i = Las derivas de entrepiso se encuentran fuera de los parámetros permisibles
(Min = 0.002; Max = 0.007)

Para la investigación se procesa a comprobar los desplazamientos en las dos direcciones X-X y Y-Y. En la **Tabla 43**, se presentan los resultados para el sentido X-X y en la **Tabla 44**, para el sentido Y-Y.

Tabla 43 - Prueba de hipótesis de los desplazamientos en X-X

Xi- Obs.	Esperado (Villareal)	Esperado (E 0.30)	Li=0.002	LS=0.007
0.003	0.002	0.007	0.0005	0.002285714
0.005	0.002	0.007	0.0045	0.000571429
0.006	0.002	0.007	0.008	0.000142857
0.006	0.002	0.007	0.008	0.000142857
0.003	0.002	0.007	0.0005	0.002285714
0.003	0.002	0.007	0.0005	0.002285714
0.002	0.002	0.007	0	0.003571429
0.002	0.002	0.007	0	0.003571429
0.001	0.002	0.007	0.0005	0.005142857
0	0.002	0.007	0.002	0.007
0	0.002	0.007	0.002	0.007

X ² Inferior	=	0.0265
X ² Superior	=	0.034

Tabla 44 - Prueba de hipótesis de los desplazamientos en Y-Y

xi- Obs.	Esperado (Villareal)	Esperado (E 0.30)	Li=0.002	LS=0.007
0.003	0.002	0.007	0.0005	0.002285714
0.004	0.002	0.007	0.002	0.001285714
0.005	0.002	0.007	0.0045	0.000571429
0.004	0.002	0.007	0.002	0.001285714
0.003	0.002	0.007	0.0005	0.002285714
0.003	0.002	0.007	0.0005	0.002285714
0.002	0.002	0.007	0	0.003571429
0.002	0.002	0.007	0	0.003571429
0.001	0.002	0.007	0.0005	0.005142857
0.001	0.002	0.007	0.0005	0.005142857
0	0.002	0.007	0.002	0.007

χ^2 Inferior	=	0.013
χ^2 Superior	=	0.034

Según el método estadístico se asume la hipótesis nula (H_0), los valores de la prueba de hipótesis de los desplazamientos en dirección X-X y en dirección Y-Y, se ubican dentro de la región aceptada menores a 3.940, lo cual indica que el edificio es muy rígido. En la **Figura 51** se presenta la curva de chi cuadrado para el caso de las derivas de entrepiso.

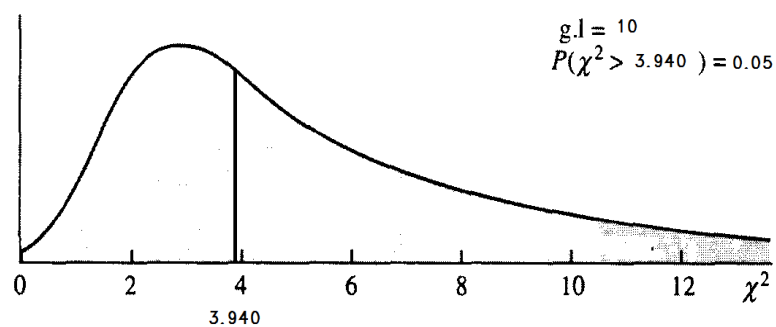


Figura 51- Curva de Chi cuadrado para los desplazamientos

Para comprobar los periodos de vibración del edificio se presentan los resultados en las **Tablas 45 y 46** en el sentido transversal y longitudinal de los ensayos de microtrepidaciones.

4.10.2. Para periodos fundamentales

- **Hipótesis nula**

H_0 = El periodo fundamental del edificio están dentro de los variables permisibles (Min = 0.9 S; Max = 1 s)

- **Hipótesis alternativa**

H_i = El periodo fundamental del edificio es inferiores al parámetro permisible (Min = 0.9 S; Max = 1 s)

Tabla 45 - Prueba de hipótesis de los periodos fundamentales en dirección transversal

xi- Obs.	Esperado (Villareal)	Esperado (E 0.30)	Li=0.6	LS=1
0.388	0.9	1	0.29127111	0.374544
0.391	0.9	1	0.28786778	0.370881
0.386	0.9	1	0.29355111	0.376996
0.388	0.9	1	0.29127111	0.374544
0.395	0.9	1	0.28336111	0.366025
0.392	0.9	1	0.28673778	0.369664

X ² Inferior	=	1.73406
X ² Inferior	=	2.232654

Tabla 46 - Prueba de hipótesis de los periodos fundamentales en dirección longitudinal

Xi- Obs.	Esperado (Villareal)	Esperado (E 0.30)	Li=0.6	LS=1
0.372	0.9	1	0.30976	0.394384
0.376	0.9	1	0.30508444	0.389376
0.376	0.9	1	0.30508444	0.389376
0.376	0.9	1	0.30508444	0.389376
0.375	0.9	1	0.30625	0.390625
0.336	0.9	1	0.35344	0.440896

X'2 Inferior	=	1.884703
X'2 Superior	=	2.394033

Según el método estadístico se asume la hipótesis alternativa (Hi). Los resultados de los periodos fundamentales en dirección longitudinal y en dirección transversal, se ubican dentro de la región rechazada con valores mayores a 1.145, lo cual indica que el edificio es muy rígido. En la Figura 52 se presenta la curva de chi cuadrado para el caso de los periodos de vibración del edificio.

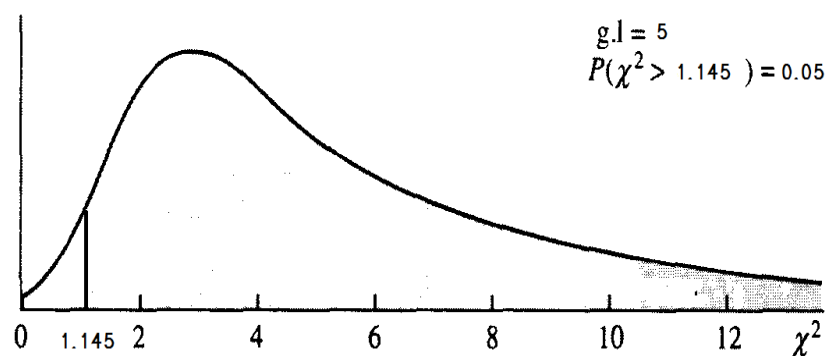


Figura 52-Curva de Chi cuadrado para los periodos fundamentales

CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

Según el fundamento del RNE y el método de Chang (1995) en base al modelo matemático y ensayos experimentales de microtrepidaciones in situ, la vulnerabilidad sísmica del edificio Universal es moderada con un índice de vulnerabilidad sísmica de 51 %.

5.1.1. De la calidad de los materiales

De las 24 muestras de concreto endurecido y 6 muestras de acero corrugado extraídas de los elementos estructurales, se concluye lo siguiente:

- a.** El 50 % de los resultados de resistencia a la compresión no cumple el mínimo valor de $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$ como indica la norma E - 0.60 de Concreto armado. Además, la diferencia del valor mínimo al valor máximo de los resultados indica que el edificio es propenso a sufrir falla por rotula plástica por presentar diferentes resultados entre sus elementos estructurales.
- b.** El valor promedio de los resultados de resistencia a la tracción, indica que el acero posee 15 % menos del valor mínimo de acero de diseño establecido en la NTP 341.031:2008. ($f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$)

5.1.2. De los estudios de mecánica de suelos

- a.** Según la clasificación SUSC, el tipo de suelo de fundación es GP (Grava mal graduada), con capacidad portante admisible de $2,5 \text{ kg/cm}^2$, valor que indica que el suelo es óptimo (Tipo 1 - Suelo rígido) según la Norma E-

0.30. Asimismo, el área de fundación del edificio no presenta nivel freático ni potencial de licuación de suelo.

5.1.3. Modelo matemático y ensayos experimentales de microtrepidaciones in situ

- a.** El cortante último que aporta el edificio en el primer nivel en ambas direcciones X-X y Y-Y, es superior en un 25 % y 44 % respectivamente al cortante del análisis dinámico.
- b.** El edificio es muy rígido y susceptible a falla frágil por la carencia de comportamiento elástico por presentar desplazamientos de entrepiso inferiores a 0.007. Los desplazamientos de entrepiso oscilan entre 0.001 a 0.006 en dirección X - X y de 0.001 a 0.005 en dirección Y-Y.
- c.** Los periodos fundamentales de la estructura según el modelo matemático y ensayos experimentales de microtrepidaciones in situ indican que el edificio es muy rígido. por presentar resultados por debajo de los parámetros permisibles de 0,6 segundos a 1,0 segundo para edificios de 6 a 10 niveles. (Ver Tabla 40)
- d.** El edificio Universal es susceptible a efectos de martillo, por presentar juntas de separación de 2.5 cm con los edificios adyacentes de mediana altura (Bloque 1 y 2). Según los cálculos como indica la Norma E- 0.30 de Diseño sismorresistente. el edificio debería presentar una junta de separación mínima de 5 cm.

5.2. Recomendaciones

- a.** Por tratarse de una estructura muy rígida, se recomienda realizar un estudio de mitigación del nivel de la vulnerabilidad sísmica del edificio, con disipadores de energía, debido que los disipadores absorben la energía del movimiento y la disipan logrando amortiguar o descargar los efectos de resonancia en estructuras que están conectadas en modo rígido al terreno. Sin embargo, no es recomendable reforzar con elementos de

concreto armado, debido que el edificio es muy rígido. Además, más del 50 % de los resultados de resistencia a la compresión están por debajo del mínimo requerido de $f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$.

- b.** Al tomar medidas de mitigación con disipadores de energía, se ahorraría 5 veces los costos de reparación de los daños ocasionados por un sismo severo.

REFERENCIAS

- Kuroiwa J. 2002. Reducción de Desastres. 1ra. Lima. Editorial Cecosán. 430 p. ISBN 9972-9477-0-X.
- Applied Technology Council (ATC 21). 2002. Federal Emergency Management Agency (FEMA 154). 2da. California. 140 p.
- Applied Technology Council (ATC 22). 1998. Federal Emergency Management Agency (FEMA 310). 1ra. California. 283 p.
- Hernández R, Fernández C, Del Pilar M. 2010. Metodología de la Investigación. México. Interamericana Editores S.A. DE CV. 613 P. ISBN 978-970-10-5753-7.
- Bonett R. 2003. Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios, aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada. (Tesis Doctoral). España, Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña. 474 pp. (Consultado el 18 de setiembre de 2014). Formato PDF. Disponible en: www.tdx.cat/handle/10803/6230.
- Safina S. 2002. Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico. (Tesis Doctoral). Barcelona España: Universidad politécnica de Cataluña. 250 pp. (Consultado el 26 de setiembre de 2014). Formato PDF. Disponible en: www.tdx.cat/handle/10803/6230.
- Astorga M, Aguilar R. (2006). Evaluación del riesgo sísmico de edificaciones educativas peruanas (Tesis Magistral). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú. 85 pp. (Consultado el 29 de setiembre de 2014). Formato PDF. Disponible en: <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/1332>
- San Bartolome A. 1998. Análisis de Edificios. 1ra. Lima. Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú. 322 p. ISBN 9972-42-112-0.
- Pytel A, Singer F. 1987. Resistencia de materiales. 4ta. Trad. De Gaspar R, Gutiérrez A. México: Editorial Oxford University Press México, S.A de C.V. 584 P. ISB-0-06045313-3
- Harmsen T. 2005. Diseño de Estructuras de Concreto Armado. 4Ta. Lima. Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú. 680 p.
- Rojas J. 2011. Niveles de vulnerabilidad y riesgo sísmico en edificaciones de la parroquia catedral del municipio libertador de Caracas (Tesis de Ingeniero Civil). Caracas: Facultad de Ingeniería Civil. Universidad Central de Venezuela. 252 pp. (Consultado el 12 de mayo de 2014). Formato PDF. Disponibilidad libre en: cigir.org/documentos/Tesis/TesisRojasQuintero.pdf
- Cazabonne Carlos. 1998. Evaluación y Reparación de Estructuras. Lima. ACI capítulo Peruano. 187 p.
- Bazán E, Meli R. 1985. Diseño Sísmico de Edificios. México. Limusa. 317 p.
- Wilson E. 2009. Interacción Suelo Estructura. Cuarta Edición. Morrison Ingenieros. Santo Domingo. Morrison Ingenieros. 457 p.
- Fajardo galliani, cesar. 2012, "evaluación estructural de una de las edificaciones del hospital Edgardo RebagliatiMartines usando el método de espectro de capacidad". Tesis de titulación. Universidad nacional de ingeniería limas. Perú.

- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. 2012. Reglamento Nacional de Edificaciones. 4ta. Lima. 704 p.
- Vizconde A. 2004. Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de un Edificio Existente: Clínica San Miguel de Piura (Tesis de Ingeniero Civil). Lima: Facultad de Ingeniería Civil. Universidad de Piura. 247 pp. (Consultado el 15 de Enero de 2014). Formato PDF. Disponibilidad libre en: <http://pirhua.udep.edu.pe/handle/123456789/1367>.
- Instituto Tecnológico de Santo Domingo. 2011. Junio. Metodología para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones de hormigón armado existente. Reporte preparado por: Benjamín J, lockhart S. Santo Domingo. 19 pp.
- Llanos L, Vidal L. 2003. Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Escuelas Públicas de Cali (Tesis de Ingeniero Civil). Cali: Facultad de Ingeniería Civil. Universidad del Valle. 261 pp. (Consultado el 19 de marzo de 2014). Formato PDF. Disponibilidad libre en: www.osso.org.co/docu/tesis/2003/eva_escuelas/informe_final.pdf
- ACI -318S-08. 2008. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. EE.UU. 518 pp.
- ASTM. 2004. Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete. EE.UU. 6 pp.
- Ministerio de Salud. 2010. Estudio de Vulnerabilidad del hospital Nacional Cayetano Heredia. Lima. 143 pp. Disponibilidad libre en: <ftp://ftp2.minsa.gob.pe/descargas/.../EstHospitalCayetanoHeredia.PDF>
- Instituto Nacional de defensa Civil. 2010. Plan de Prevención para sismo en el cercado de lima. Lima. 59 pp.
- Olarte 2013. Estudios de evaluación de vulnerabilidad sísmica. Facultad de Perú.
- Badillo J y Rodríguez R. 1998. Teoría y Aplicación de la Mecánica de Suelos. 3ra. Lima. Editorial Limusa S.A. 643 p. ISBN 968-18-0069-9.
- Silgado E. (1978), "Historia de los Sismos más Notables ocurridos en el Perú (1513-1974)". Instituto de Geología y Minería, Boletín No. 3, Serie C, Geodinámica e Ingeniería Geológica. Lima, Perú.
- Dorbath L (1990), "Evaluación del tamaño de las grandes y grandes terremotos históricos en Perú", Boletín de la Sociedad Sismológica de América ", Vol 80, No. 3, págs. 551-576.
- Reitherman, Robert. La reducción de los riesgos de la no estructural daño del terremoto: una guía práctica. San Francisco: Bay Area Terremoto Preparación de Proyectos, 1986. (FEMA Informe nº 74, 1985).
- Arnold, C., Reitherman, R., ConFiguración y Diseño Sísmico de Edificios. México: Limusa, 1994.
- Murty, C.V.R., Charleson, A.W., and Sanyal, S.A., (2006), Earthquake Design Concepts for Teachres of Architecture Colleges, National Information Center of Earthquake Engineering, IITKanpur, India.
- Espinoza F. 2002. Determinación de características dinámicas en estructuras. (Tesis Doctoral). Barcelona España: Universidad politécnica de Cataluña. 170 pp. (Consultado el 30 de noviembre de 2014). Formato PDF. Disponible en: <http://dialnet.unirioja.es/servlet/tesis?codigo=6566>.

- Barbat A. 1998. El riesgo sísmico en el diseño de edificios. (Tesis Doctoral). Barcelona España: Universidad politécnica de Cataluña.

ANEXOS:

Anexo 1: Certificados de calidad de los materiales.

- Ensayos resistencia a la compresión
- Ensayos de resistencia a la tracción

Anexo 2: Certificados de EMS.

Mapa de zonificación sísmica de Lima.

Perfil estratigráfico.

Anexo 3: Certificados de estudios de vibraciones ambientales.

Anexo 4: Planos de arquitectura.

- Planos de ubicación de calicatas
- Planos de extracción de diamantina.
- Planos de vibraciones ambientales.