

**UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL**



**ANÁLISIS SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE NUEVE NIVELES
DISEÑADA CON LA NORMA E.030 2006 EN COMPARACIÓN CON LA
NORMA VIGENTE AL 2021, EN LA CIUDAD DE CHICLAYO**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL AMBIENTAL**

AUTOR

PEDRO ALONSO RUIZ MEDIANERO

ASESOR

JOSÉ ALBERTO ACERO MARTÍNEZ

<https://orcid.org/0000-0003-4154-9510>

Chiclayo, 2021

**ANÁLISIS SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE NUEVE
NIVELES DISEÑADA CON LA NORMA E.030 2006 EN
COMPARACIÓN CON LA NORMA VIGENTE AL 2021, EN
LA CIUDAD DE CHICLAYO**

PRESENTADA POR:

PEDRO ALONSO RUIZ MEDIANERO

A la Facultad de Ingeniería de la
Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo
para optar el título de

INGENIERO CIVIL AMBIENTAL

APROBADA POR:

Carlos Rafael Tafur Jiménez

PRESIDENTE

Segundo Guillermo Carranza Cieza

SECRETARIO

José Alberto Acero Martínez

VOCAL

DEDICATORIA

A Dios por darme las fuerzas de seguir adelante y no rendirme antes las adversidades presentadas por la vida.

A mi abuela, quien no tuvo la oportunidad de estar conmigo físicamente en esta etapa importante de mi vida pero que fue fundamental en mi crecimiento personal.

A mis padres, quienes estuvieron conmigo en todo momento de la carrera universitaria, que se esforzaron para darme una profesión y quienes fueron mi soporte cuando las cosas se ponían difíciles.

A mis tías y primos, que durante toda la carrera estuvieron incondicionalmente apoyándome.

A mis hermanos y hermana, por su paciencia y darme fuerzas para salir adelante.

AGRADECIMIENTO

A mi madre Clara Medianero Díaz, por mi formación personal, por escucharme y apoyarme en momentos difíciles y aconsejarme para seguir adelante.

A mi padre Manuel Ruiz Navarro, por darme la oportunidad de tener una carrera universitaria y ser mi inspiración como profesional.

A mi asesor Ing. José Acero Martínez por compartir su conocimiento y brindarme apoyo en la culminación de este primer gran paso de mi vida profesional.

A mi casa de estudios Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, en especial a la escuela de Ingeniería Civil Ambiental, por la excelente plana docente con la que cuenta y quienes contribuyeron con mi formación profesional.

ÍNDICE

RESUMEN	10
ABSTRACT	11
I. INTRODUCCIÓN	12
II. MARCO TEÓRICO	15
2.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA	15
2.2. BASES TEÓRICO – CIENTÍFICAS	18
2.2.1. Vulnerabilidad sísmica.....	18
2.2.2. Peligro sísmico	18
2.2.3. Riesgo sísmico.....	18
2.2.4. Respuesta de la estructura por efectos del sismo.....	18
2.2.4.1. Fuerzas de inercia y aceleración	18
2.2.4.2. Duración, velocidad y desplazamientos	19
2.2.4.3. Espectro de respuesta	20
2.2.4.4. Amortiguamiento	21
2.2.4.5. Resistencia y rigidez	22
2.2.4.6. Distribución de fuerzas y concentración de esfuerzos	23
2.2.4.7. Fuerzas de torsión	25
2.2.5. Diafragmas rígidos, semirrígidos y flexibles	26
2.2.6. Configuraciones irregulares y sus efectos.....	26
2.2.6.1. Configuraciones optimas de diseño	26
2.2.6.2. Configuraciones irregulares en el código sísmico	27
2.2.7. El Eurocódigo y las técnicas de predimensionamiento.....	47
2.2.8. Modelos para análisis.....	55
2.2.9.1. Análisis Sísmico estático.....	55
2.2.9.2. Análisis Dinámico Modal Espectral	56
2.2.9.3. Análisis dinámico tiempo – historia.....	56
2.2.9. Reforzamiento estructural	56
2.2.10.1. Filosofía desarrollada para el tratamiento de edificios existentes	57
2.2.10.2. Progresión de los conceptos sísmicos estructurales.....	58
2.2.10. Métodos de reforzamiento estructural	58
2.2.11. Normas legales	61
2.2.12.1. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, “Norma E.020 Cargas”, Lima, Perú., 2006. ..	61
2.2.12.2. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, “Norma E.030 Diseño Sismorresistente”, Lima, Perú. 2018.	61
2.2.12.3. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, “Norma E.060 Concreto Armado”, Lima, Perú. 2009.	61
III. MATERIALES Y METODOS	63
3.1. TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN	63
3.2. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	63
3.3. POBLACIÓN, MUESTRA Y MUESTREO	63
3.4. CRITERIOS DE SELECCIÓN	63
3.5. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES	64
3.6. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	64
3.7. PROCEDIMIENTOS	65
3.8. PLAN DE PROCESAMIENTO DE DATOS	65
3.3.8.1. Asignación de diafragmas	68
3.3.8.2. Análisis estático	69

3.3.8.3.	Análisis Dinámico.....	69
3.3.8.4.	Junta sísmica.....	70
3.3.8.5.	Análisis estructural.....	70
3.3.8.6.	Verificación por tracción.....	71
3.3.8.7.	Verificación por compresión.....	72
3.3.8.8.	Diseño de la soldadura de la cartela al arriostamiento.....	72
3.3.8.9.	Espesor mínimo de cartela.....	73
3.3.8.10.	Chequeo de ruptura de arrastre por cortante.....	73
3.3.8.11.	Verificación por cortante.....	74
3.3.8.12.	Verificación de conexiones por fricción de perno.....	74
3.3.8.13.	Verificación de corte del perno.....	75
3.3.8.14.	Verificación por aplastamiento del perno.....	76
3.9.	MATRIZ DE CONSISTENCIA.....	77
3.10.	CONSIDERACIONES ÉTICAS.....	78
IV.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	79
4.1.	DESCRIPCION DEL PROYECTO.....	79
4.1.1.	Arquitectura.....	79
4.1.2.	Propiedades de los materiales.....	79
4.2.	ESTUDIO DE SUELOS.....	79
4.3.	MODELAMIENTO DEL EDIFICIO EN SAP 2000.....	80
4.4.	DIAFRAGMA SEMIRIGIDO EN SAP2000.....	82
4.5.	ANALISIS SISMICO CON LA NORMA E.030 – 2006.....	86
4.5.1.	Análisis estático.....	87
4.5.2.	Parámetros sísmicos de la estructura.....	87
4.5.3.	Fuerza cortante en la base.....	88
4.5.4.	Análisis dinámico.....	89
4.5.5.	Participación de masas.....	90
4.5.6.	Derivas de entepiso.....	91
4.6.	ANALISIS SISMICO CON LA NORMA E.030 – 2018.....	91
4.6.1.	Análisis estático.....	92
4.6.2.	Parámetros sísmicos de la estructura.....	92
4.6.3.	Fuerza cortante en la base.....	93
4.6.4.	Análisis dinámico.....	94
4.6.5.	Participación de masas.....	95
4.6.6.	Derivas de entepiso.....	96
4.7.	SEPARACIÓN ENTRE EDIFICIOS.....	96
4.7.1.	Verificación de columnas en la dirección X.....	97
4.7.2.	Verificación de columnas en la dirección Y.....	103
4.7.3.	Verificación de cortante de columnas.....	108
4.8.	ANALISIS SISMICO CON LA E.030-2018 DEL BLOQUE DE MENOR RIGIDEZ....	109
4.9.1.	Análisis estático.....	109
4.9.2.	Parámetros sísmicos de la estructura.....	109
4.9.3.	Fuerza cortante en la base.....	110
4.9.4.	Análisis dinámico.....	111
4.9.5.	Participación de masas.....	113
4.9.6.	Derivas de entepiso.....	113
4.9.	ANALISIS SISMICO CON LA E.030-2018 DEL BLOQUE DE MAYOR RIGIDEZ....	114
4.10.1.	Análisis estático.....	114
4.10.2.	Parámetros sísmicos de la estructura.....	114
4.10.3.	Fuerza cortante en la base.....	115
4.10.4.	Análisis dinámico.....	116
4.10.5.	Participación de masas.....	118
4.10.6.	Derivas de entepiso.....	118

4.10. PROPUESTA DE REFORZAMIENTO	119
4.11.1. Análisis estático	119
4.11.2. Parámetros sísmicos de la estructura	119
4.11.3. Fuerza cortante en la base	121
4.11.4. Análisis dinámico	121
4.11.5. Participación de masas	123
4.11.6. Derivas de entrepiso.....	123
4.11.7. Diseño de arriostres de acero.....	124
4.11.7.1. Verificación de diseño de arriostres.....	126
4.11.7.2. Verificación de conexiones de arriostres.....	127
4.11.7.3. Verificación de marcos de acero.....	131
V. CONCLUSIONES	132
VI. RECOMENDACIONES	133
VII. REFERENCIAS	134
VIII. ANEXOS	136

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1 Sismograma donde se muestra la amplitud de las Ondas P y Ondas S	19
Ilustración 2 Espectros de respuesta para una serie de valores de amortiguación	21
Ilustración 3 Relación de deriva de piso	23
Ilustración 4 Resistencia y rigidez	23
Ilustración 5 Distribución de fuerzas y rigidez.....	24
Ilustración 6 Columna corta.....	24
Ilustración 7 Fuerzas torsionales	25
Ilustración 8 Edificio “El Faro” después del terremoto de Chile de 1985	28
Ilustración 9 Plano base “El Faro”.....	29
Ilustración 10 Plano de planta “El Faro”	29
Ilustración 11 Plano de arquitectura “El Faro”	30
Ilustración 12 Tienda Penney, Alaska 1964.....	30
Ilustración 13 Plano base de la tienda “Penney”	31
Ilustración 14 Soluciones para problemas de torsión	32
Ilustración 15 Formas de estructuras típicas con esquinas entrantes	32
Ilustración 16 Problema de esquinas entrantes.....	33
Ilustración 17 Escuela “West Anchorage”- Alaska después del terremoto del 1964.....	34
Ilustración 18 Edificio “Secretaria de Comunicaciones y Transporte”	34
Ilustración 19 Vista desde el aire de la Secretaria de Comunicaciones y Transporte	35
Ilustración 20 Daño ocasionado por irregularidad de esquina entrante	35
Ilustración 21 Análisis Modal del edificio	36
Ilustración 22 Posibles soluciones a irregularidad de esquinas entrantes	37
Ilustración 23 Irregularidad de discontinuidad de diafragma	38
Ilustración 24 Edificio “Acapulco” después del terremoto en 1985 - Chile	38
Ilustración 25 Plano de planta típico del edificio “Acapulco”.....	39
Ilustración 26 Edificio en esquina afectado por el terremoto en Kobe, Japón 1995	40
Ilustración 27 Edificio en esquina afectado por el terremoto en México en 1985	40
Ilustración 28 Mecanismo de falla de piso blando	41
Ilustración 29 Condiciones típicas de piso blando	42
Ilustración 30 Edificios colapsados a causa del terremoto de Northridge en 1994.....	42
Ilustración 31 Posibles soluciones para edificaciones con piso blando	43
Ilustración 32 Torres de Miramar	43
Ilustración 33 Plano de planta típico de las “Torres de Miramar”.....	44

Ilustración 34 Irregularidad de masa o peso.....	45
Ilustración 35 Hotel “Terminal” después del terremoto de Guatemala de 1967.....	45
Ilustración 36 Elevación del hospital “ Olive View”.....	46
Ilustración 37 Hospital “Olive View” después del terremoto de San Fernando, 1971	46
Ilustración 38 Predimensionamiento de losa.....	47
Ilustración 39 Predimensionamiento de una viga simplemente apoyada.....	50
Ilustración 40 Predimensionamiento de una viga continua	50
Ilustración 41 Predimensionamiento de una viga en voladizo.....	50
Ilustración 42 Sección de viga	51
Ilustración 43 Predimensionamiento de columna.....	53
Ilustración 44 Vista tridimensional del proyecto.....	80
Ilustración 45 Vista planta 1° nivel.....	81
Ilustración 46 Vista planta 2° - 6° nivel.....	81
Ilustración 47 Vista planta 7° - 8° nivel.....	82
Ilustración 48 Modo fundamental de vibrar con diafragma rígido	83
Ilustración 49 Modo fundamental de vibrar con diafragma rígido	86
Ilustración 50 Espectro de respuesta en la dirección X-X.....	89
Ilustración 51 Espectro de respuesta en la dirección Y-Y.....	90
Ilustración 52 Espectro de respuesta en la dirección X-X.....	94
Ilustración 53 Espectro de respuesta en la dirección Y-Y.....	95
Ilustración 54 Bloque de menor rigidez	97
Ilustración 55 Bloque de mayor rigidez	97
Ilustración 56 Espectro de respuesta en la dirección X-X.....	112
Ilustración 57 Espectro de respuesta en la dirección Y-Y.....	112
Ilustración 58 Espectro de respuesta en la dirección X-X.....	117
Ilustración 59 Espectro de respuesta en la dirección Y-Y.....	117
Ilustración 60 Edificio reforzado con arriostres de acero	119
Ilustración 61 Espectro de respuesta en la dirección X-X.....	122
Ilustración 62 Espectro de respuesta en la dirección Y-Y.....	122
Ilustración 63 Arriostre de tipo “X”	124
Ilustración 64 Combinaciones para el análisis sísmico de arriostres	124
Ilustración 65 Dimensiones de arriostre HSS 4”x 4” x ¼” y 5” x 5” x ¼”.....	125
Ilustración 66 Detalle típico de Gusset Plate.....	127

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Diferencias entre diafragma rígido, flexible y semirrígido.....	26
Tabla 2 Relación entre luz libre y profundidad de la losa	48
Tabla 3 Parámetros para losas.....	49
Tabla 4 Coeficientes para predimensionamiento.....	52
Tabla 5 Parámetros para vigas	53
Tabla 6 Parámetros para columnas	54
Tabla 7 Cuadro de operacionalización de variables	64
Tabla 8 Técnicas e instrumentos de recolección de datos	64
Tabla 9 Factores para espectro de la E.030 2006 y 2018	67
Tabla 10 Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas	68
Tabla 11 Irregularidades en planta y altura	68
Tabla 12 Distorsión permisible del sistema estructural	70
Tabla 13 Categoría y regularidad de las edificaciones	70
Tabla 14 Tamaño mínimo de soldadura de Filete	73
Tabla 15 Pretensión Mínima de Pernos.....	75
Tabla 16 Resistencia nominal de pernos	75

Tabla 17 Diámetros nominales del perno.....	76
Tabla 18 Matriz de consistencia.....	77
Tabla 19 Diafragmas según la ASCE 7 - 16.....	84
Tabla 20 Verificación de diafragma flexible en dirección X.....	85
Tabla 21 Verificación de diafragma flexible en dirección Y.....	85
Tabla 22 Periodos dinámicos de la estructura	87
Tabla 23 Análisis sísmico estático E.030 2006	88
Tabla 24 Ratios de participación modal	90
Tabla 25 Derivas de entrepiso dirección X-X E.030 - 2006.....	91
Tabla 26 Derivas de entrepiso dirección X-X E.030 - 2006.....	91
Tabla 27 Periodos dinámicos de la estructura	92
Tabla 28 Análisis sísmico estático E.030 2018	93
Tabla 29 Ratios de participación modal	95
Tabla 30 Derivas de entrepiso dirección X-X E.030 – 2018	96
Tabla 31 Derivas de entrepiso dirección X-X E.030 – 2018	96
Tabla 32 Periodos dinámicos de la estructura	110
Tabla 33 Análisis sísmico estático E.030 2018	111
Tabla 34 Ratios de participación modal	113
Tabla 35 Derivas de entrepiso dirección X-X E.030 – 2018	113
Tabla 36 Derivas de entrepiso dirección X-X E.030 – 2018	113
Tabla 37 Periodos dinámicos de la estructura	115
Tabla 38 Análisis sísmico estático E.030 2018	116
Tabla 39 Ratios de participación modal	118
Tabla 40 Derivas de entrepiso dirección X-X E.030 – 2018	118
Tabla 41 Derivas de entrepiso dirección X-X E.030 – 2018	118
Tabla 42 Periodos dinámicos de la estructura reforzada	120
Tabla 43 Análisis sísmico estático E.030 2018	121
Tabla 44 Ratios de participación modal	123
Tabla 45 Derivas de entrepiso dirección X-X E.030 – 2018	123
Tabla 46 Derivas de entrepiso dirección Y-Y E.030 – 2018	123
Tabla 47 Axial y combo de diseño de arriostre de la dirección X-X.....	125
Tabla 48 Axial y combo de diseño de arriostre de la dirección Y-Y	125
Tabla 49 Irregularidad torsional.....	170
Tabla 50 Irregularidad torsional extrema	170
Tabla 51 Esquinas entrantes.....	170
Tabla 52 Discontinuidad del Diafragma	171
Tabla 53 Irregularidad de Rigidez – Piso Blando.....	171
Tabla 54 Irregularidad Extrema de Rigidez	172
Tabla 55 Irregularidad de Masa o Peso	172
Tabla 56 Irregularidad Geométrica Vertical.....	172

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1 Estudio de mecánica de suelos del edificio multifamiliar “Residencial Mozart”.....	136
Anexo 2 Estudio de mecánica de suelos cercano al edificio multifamiliar “Residencial Mozart”.....	149
Anexo 3 Parámetros mínimos del estudio de suelos del proyecto en relación con la E.050 Suelos y Cimentaciones	168
Anexo 4 Verificación de irregularidades de planta de “Residencial Mozart”	170
Anexo 5 Verificación de irregularidades de altura de “Residencial Mozart”	171

RESUMEN

En el presente proyecto de investigación busca analizar y comparar las respuestas sísmicas del edificio multifamiliar Residencial Mozart, estructurado en forma de “L” que presenta irregularidad en planta y altura, con las normas de Diseño Sismorresistente E.030 2006 y la E.030 2018, en conjunto con normas internacionales; a partir de los esfuerzos, cortante basal, desplazamientos laterales e irregularidades que este presenta para posteriormente proponer un método de reforzamiento estructural con fines de aumentar resistencia y rigidez. Al realizar el análisis de la estructura, haciendo uso de diafragma semirrígido ya que no cumple las condiciones de diafragma rígido, el modo fundamental de vibración fue torsional. Esto genera grandes desplazamientos, por consiguiente, presenta irregularidad de torsión extrema. La norma E.030 2018 es estricta en este apartado, impidiendo estructuras con torsión extrema en zonas de alta sismicidad (zona 4), por ello se tiene que dividir la estructura en 2, introduciendo una junta sísmica que abarque las condiciones que estipula la norma. Finalmente, el bloque de menor rigidez se tuvo que reforzar debido a que no cumplía derivas permisibles, el método escogido es marcos de acero.

PALABRAS CLAVES: Análisis sísmico, Normas, Reforzamiento estructural

ABSTRACT

In this research project, it seeks to analyze and compare the seismic responses of the Residencial Mozart multifamily building, structured in the shape of "L" that presents horizontal and vertical irregularity, with the Seismic Design Standards E.030 2006 and E.030 2018, hand in hand with international standards; based on the stress, basal shear, lateral displacements and irregularities that this presents for subsequently propose a method of structural reinforcement in order to increase strength and rigidity. When carrying out the analysis of the structure, making use of a semi-rigid diaphragm since it does not meet the conditions of a rigid diaphragm, the fundamental mode of vibration was torsional. This generates large displacements; therefore, it exhibits extreme torsional irregularity. Standard E.030 2018 is strict in this section, preventing structures with extreme torsion in areas of high seismicity (zone 4), for this reason the structure has to be divided into 2, introducing a seismic joint that covers the conditions stipulated by the standard. Finally, the less rigidity block had to be reinforced because it did not comply with permissible drifts, the chosen method is steel frames.

KEYWORDS: Seismic analysis, Norms, Structural reinforcement

I. INTRODUCCIÓN

La tierra está conformada por placas tectónicas, donde destacan por su dimensión: Pacífico, Sudamericana, Euroasiática, Australia-India, África y Antártida [1], las cuales están en permanente interacción en sus bordes. Estas interacciones dan lugar a tipos de borde como subducción, divergente, colisión y transformación [1], generando casi la totalidad de los terremotos en el planeta. El Perú se encuentra ubicado entre dos placas tectónicas: la Sudamericana y la de Nazca. Esta última cuando se introduce por debajo de la Placa Sudamericana genera una zona de subducción, la cual ocasiona grandes terremotos y daños en la costa continental.

La actividad sísmica en el Perú viene siendo registrada desde el año 1555, en donde la primera actividad sísmica registrada tuvo lugar en Arequipa, para ese entonces se creía que existía movimientos sísmicos solo en esa zona del Perú debido a sus registros (1582, 1600, 1784) [2]. Además de estos, se registran sismos de importante intensidad como el de Piura y Huancabamba (1912), Lima (1940), Cuzco (1950), entre otros [2]. La primera norma se crea a partir de las experiencias de los sismos en Lima entre 1966 – 1970, la cual fue titulada: “Seguridad Contra el Efecto Destructivo de los Sismos” [3]. A partir de los años 70 se empieza a generar una cultura en donde se determina a la costa peruana como una zona vulnerable debido a los sismos ocurridos en Chimbote y Callejón de Huaylas (1970) y Lima (1974) [2]. Como consecuencia de estos registros sísmicos, en 1977 se publica la segunda norma sismorresistente con el nombre de: “Norma Básica de Diseño Sismo - Resistente 1977” [4]. Esta norma es adaptada a la de California, la cual fue mal interpretada debido a que en EE. UU. se genera un problema de dos placas en un contorno de falla horizontal, caso contrario sucede en el Perú, el cual tiene un contacto entre dos placas convergentes generando un problema de subducción. Con el pasar de los años se ha ido modificando los parámetros sísmicos de las normas debido que al ocurrir un evento sísmico se encontraban deficiencias. Un ejemplo de ello fue el sismo sucedido en Nazca en el año 1996, el cual fue de magnitud igual a 6.4 Ms [5], esto trajo como consecuencia la publicación de la norma de diseño sismorresistente del año 1997. Así mismo sucedió con Arequipa, el 23 de junio del 2001 se registró un terremoto de magnitud igual a 7.9 Ms [6]. Dos años después publican la norma de diseño sismorresistente 2003.

El primer sismo en el departamento de Lambayeque, que se tiene registrado, sucedió en el distrito de Saña en 1606 [2]. En la zona de Chiclayo se tienen distintos registros sísmicos, de los cuales destacan el de los años 1907-1951-1960-1969; estos con un promedio de grado V en

la escala MM [2]. En los últimos 10 años registran sismos, entre los principales, en Lambayeque (2013) [7], Ferreñafe (2019) [8], Pimentel (2020) [9], todos con un promedio de magnitud igual a 5 Ms. Según [10] no ha existido históricamente sismos de gran magnitud en el distrito de Lambayeque, por lo cual se encuentra en silencio sísmico. A raíz de esto, no se da la adecuada importancia a las estructuras construidas con normas antiguas, por ende, carece de un necesario reforzamiento estructural. El edificio multifamiliar “Residencial Mozart” fue diseñado en el año 2012 y fue entregada el año 2014, por consiguiente, fue estructurado con la norma vigente a ese año. A la actualidad contamos con la norma e.030 2018, la cual presenta diversos cambios respecto con la que fue diseñada la estructura. Asimismo, se realizó una inspección en la edificación y se observó algunas fisuras y grietas en los elementos estructurales. A raíz de lo antes expuesto, planteo lo siguiente ¿La respuesta sísmica de una edificación de nueve niveles diseñada con la norma e.030 2006 variará respecto a la norma vigente al 2021, en la ciudad de Chiclayo?

La ciudad de Chiclayo se ubica en una zona de alta peligrosidad sísmica según la norma sismorresistente vigente y esto sumado a que las edificaciones fueron diseñadas con normas antiguas sin seguir las exigencias actuales. Teniendo en cuenta las modificaciones de ambas normas de diseño sismorresistente, es poco probable que el propietario evalúe las deficiencias estructurales ocasionadas por el cambio en la exigencia de la norma, es así como esta investigación permitirá a las autoridades competentes conocer el estado actual de la edificación. A raíz de este análisis se estará en la capacidad de recomendar el método de reforzamiento del presente proyecto de investigación, en caso este no cumpla con las exigencias de la norma e.030-2018; lo que permite anteponerse a las pérdidas económicas a causa de un evento sísmico. Otro aspecto importante es el social, ya que al analizar la respuesta sísmica de las estructuras antes de que ocurra un evento sísmico, permitirá un adecuado reforzamiento que evitará pérdidas humanas ante un sismo lo cual es invaluable. Se busca con esta investigación sustentar el reforzamiento como una solución, donde los principales beneficiarios sean los propietarios de la residencial con el fin de reforzar los elementos que sufrirían daños ante un sismo. Teniendo claro el correcto modelamiento de la estructura y los métodos de reforzamiento, permitirá profundizar en el tema del reforzamiento elegido para aplicarlo en el elemento estructural o a toda la estructura, dependiendo de las exigencias que esta requiera; en paralelo, también se busca aportar a la comunidad académica con los resultados obtenidos, generando una cultura de prevención frente a eventos sísmicos. Es por esto que la investigación propone como objetivo general analizar sísmicamente una edificación de nueve niveles diseñada con la

norma e.030 2006 en comparación con la norma vigente al 2021 para su propuesta de reforzamiento. A continuación se detalla los objetivos específicos: analizar los parámetros del estudio de mecánica de suelos para verificar si cumplen con las especificaciones de la norma técnica e.050, modelar la estructura existente con el software SAP2000 considerando las especificaciones detalladas en los planos estructurales, hallar y comparar las derivas de entrepiso y cortante basal de la respuesta sísmica obtenido del modelamiento de la edificación con ambas normas con la ayuda del software SAP2000, verificar las irregularidades de planta y altura de la estructura existente en base a la norma e.030 2006 y e.030 2018, analizar si la estructura necesita reforzamiento a raíz de los datos obtenidos anteriormente por el software SAP2000, seleccionar el tipo de reforzamiento, el más adecuado acorde a las solicitudes de la estructura, que cumpla con los parámetros sísmicos de la norma e.030 2018 y determinar el impacto del rediseño en el planteamiento arquitectónico inicial.

II. MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA

ANTECEDENTE 1:

Souza [11] tiene como objetivo reforzar estructuralmente las columnas de la edificación “Casarão”, para cual se usará la técnica del encamisado. La metodología adoptada por [11] fue reforzar estructuralmente tres columnas que se encontraban en la parte del sótano. Para el refuerzo se usó un concreto de 25 Mpa, el recubrimiento fue de 2.5 cm y 1.5cm en la dirección menor y mayor respectivamente. Para el refuerzo longitudinal se usó varillas de ½” y para el refuerzo transversal varillas de 3/8”. Del análisis de resultados, [11] concluye que era necesario el reforzamiento de encamisado por su rapidez y economía, además la columna no cumplía con la normativa brasilera. Las columnas reforzadas fueron comprobadas con los cálculos normativos para verificar su correcto comportamiento.

ANTECEDENTE 2:

Jiménez [12] en su tesis de maestría en la Universidad EAFIT, Medellín, abarca sobre que distintas veces se lleva a cabo el modelamiento estructural empleando diafragma rígido sin tener conocimiento previo, originando posibles comportamientos inadecuados de la estructura ante cargas laterales, que no se presentarían en el modelo real. Esto va de la mano con el tipo de losa a emplear en el modelamiento, ya que frecuentemente se emplea una losa tipo Shell sin saber en realidad su comportamiento y su distribución de esfuerzos ante cargas laterales. Ante el problema propuesto, [12] compara dos modelamientos simples empleando diafragma rígido y flexible, así como losas tipo shell y membrana, llegando a la conclusión de que se debe tener cierto juicio al momento de elegir el tipo losa ya que se obtienen resultados distintos, así como elegir con cuidado el tipo de diafragma a emplear ya que depende mucho de la forma de la estructura, su modo fundamental, su forma de vibrar, criterio del ingeniero a cargo; ya que la distribución de las fuerzas laterales y rigidez de la estructura se ve afectado por lo antes mencionado.

ANTECEDENTE 3:

Perdomo [13] en su tesis de pregrado, trata sobre la problemática que existe en la antigüedad de las estructuras en la ciudad de Colombia además que estas no cuentan un estudio de vulnerabilidad sísmica a pesar de que la norma se va actualizando periódicamente. El objetivo

de [13] es realizar el estudio de vulnerabilidad sísmica de la estación de bomberos sede transversal 12 y dar a conocer su propuesta de reforzamiento cumpliendo las exigencias de la norma actual. La metodología usada por [13] fue de ensayos de esclerometría para conocer la resistencia a compresión del concreto, estudio de suelos para la capacidad portante e hizo uso de un FERROSCAN para encontrar la posición del acero. De los resultados obtenidos por [13], concluye que para reforzar las vigas y columnas usara el tipo de reforzamiento encamisado además de la implementación de pantallas a la estructura. Para escoger estos métodos de reforzamiento tuvo en cuenta el tiempo de ejecución y por el costo, así como la arquitectura.

ANTECEDENTE 4:

Banu y Vahini [14], tienen como objetivo un modelo de estructuras con diafragma rígido y diafragma semirrígido mediante el análisis estático y dinámico con el software etabs y comparar el comportamiento de ambos modelos. La metodología adoptada fue considerar una estructura irregular, de sistema dual, además de tomar en cuenta las cargas laterales originadas por el sismo y por el viento. Del análisis de los resultados obtenidos por el programa, se puede concluir que el desplazamiento es menor al usar diafragma rígido en comparación al diafragma semirrígido (lo que permite reducir las derivas), el desplazamiento en el piso 12 del diafragma rígido en comparación con el modelo sin diafragma varía en un 55% en dirección x, mientras que un 25% en la dirección y, por último, el diafragma rígido aporta mayor rigidez a la estructura.

ANTECEDENTE 5:

Vivanco [15] en su tesis de pregrado, habla sobre la problemática que existe en este centro médico. Este al tener más de 10 años de antigüedad considera que no cumple con la norma E.030, dado que antes se consideraban 3 zonas sísmicas mientras que actualmente se consideran 4. El objetivo de [15] es analizar el Centro Médico Municipal en el programa ETABS y hacer el reforzamiento estructural mediante el método de encamisado. La metodología propuesta por [15] realizar estudio de suelos para obtener la capacidad portante además del ensayo esclerómetro para determinar la resistencia a compresión del concreto. De los resultados obtenidos por [15], concluye que después de haber analizado la estructura con el programa ETABS, arrojó como resultado que las vigas y la cimentación necesitaban reforzamiento. Como consecuencia el método de reforzamiento empleado será el de encamisado.

ANTECEDENTE 6:

Belizario [16], en su tesis de pregrado, realizada en la Universidad Nacional del Centro del Perú, Huancayo, manifiesta que su problemática se basa en que el 50% de las viviendas son autoconstruidas, por lo tanto, se vuelven vulnerables ante un inminente sismo. Teniendo como consecuencia errores en la construcción y no cumpla lo determinado por la norma sismorresistente. Por lo tanto, [16] tiene como objetivo determinar el comportamiento sísmico de la estructura con el propósito de aplicar el reforzamiento adecuado a los elementos estructurales que no cumplan con las exigencias sísmicas. La metodología aplicada por [16], consta del uso del esclerómetro para obtener la resistencia del concreto y de un scanner de acero para poder sacar datos del refuerzo, así como su recubrimiento. Como consecuencia de los resultados, [16] concluye que el reforzamiento a emplear será por el método de encamisado e inducción de muros de corte, por lo que redujo los desplazamientos de entrepiso y el periodo notablemente.

ANTECEDENTE 7:

Aclari [17], en su tesis de pregrado, realizada en la Universidad Peruana Los Andes, Puno, detalla como problemática principal que existen estructuras que fueron diseñadas con normas desfasadas, puesto que pueden estar en peligro ante un evento sísmico. Esta investigación busca analizar el comportamiento sísmico de la estructura con la norma E030 2003 en contraste con la norma E030 2016 mediante el programa Etabs. Los resultados obtenidos por el autor manifiestan que existe variación notable respecto a las irregularidades, así como las fuerzas cortantes que actúan en la base de la estructura.

ANTECEDENTE 8:

Calle [18], en la tesis realizada en la Universidad Señor de Sipán, Pimentel, detalla como problemática principal la antigüedad de la estructura y las consecuencias que traería un sismo. Esta investigación busca analizar el comportamiento sísmico de la estructura con la norma E.030 2016 empleando un modelo computacional. Para el análisis se basó en ensayos de corazones diamantados, determinando así la resistencia a compresión. Así mismo aplico el método Rapid Visual Screening para determinar la probabilidad de colapso. El autor, como consecuencia de los resultados concluye que algunos módulos del colegio son necesarios aplicar un método de reforzamiento estructural, debido a que no tienen la suficiente rigidez para soportar las fuerzas ocasionadas por un sismo.

2.2. BASES TEÓRICO – CIENTÍFICAS

2.2.1. Vulnerabilidad sísmica

La vulnerabilidad sísmica según Muñoz [1] es el daño que puede sufrir la estructura ante un sismo, teniendo en cuenta sus características propias. Los daños que puede sufrir una estructura son de dos tipos: elementos estructurales, medidos a partir del comportamiento de vigas, columnas, muros, etc.; y los daños de elementos no estructurales, considerado a partir de las irregularidades de planta o altura. Una estructura sin una adecuada rigidez es más vulnerable a sufrir daño, que otra construida con criterios sísmicos, indiferentemente de la zona de estudio.

2.2.2. Peligro sísmico

Muñoz [1] define como peligro sísmico a la severidad del sismo dependiendo del entorno del ambiente. Estos factores pueden ser la topografía local, fallas geológicas, propiedades del suelo, panorama sismo técnico de la zona, entre otros. El peligro se puede expresar como el valor máximo alcanzado en la zona de estudio, indicando la severidad del sismo, por ejemplo, la aceleración máxima del suelo (roca) o la intensidad local.

2.2.3. Riesgo sísmico

Muñoz [1] afirma que es el daño que se presentaría en una estructura predeterminada como consecuencia del peligro sísmico y de la vulnerabilidad propia de la edificación.

$$\text{Riesgo} = \text{Peligro} \times \text{Vulnerabilidad}$$

Esta fórmula permite relacionar el riesgo como el producto de dos agentes independientes. El peligro, que depende del entorno ambiental donde se encuentre la estructura, la cual no se puede prevenir y la vulnerabilidad de la estructura que puede ser controlada para contrarrestar el riesgo de las obras civiles.

2.2.4. Respuesta de la estructura por efectos del sismo

2.2.4.1. Fuerzas de inercia y aceleración

Las ondas superficiales atribuyen fuerzas de inercia dentro de la edificación, estas se crean dentro de un elemento cuando una fuerza externa intenta hacer que se mueva, si está en reposo, o cambiar su velocidad y dirección de movimiento, si se está moviendo. La fuerza inercial nos

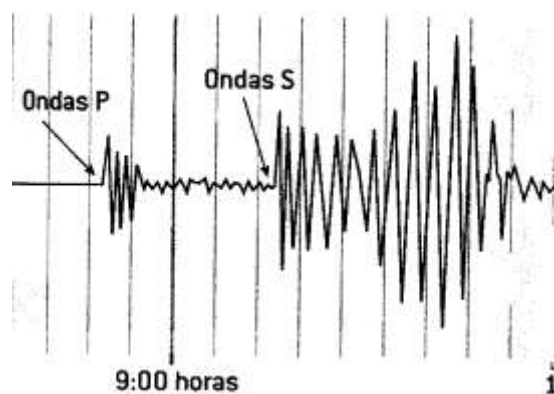
hace referencia a la segunda ley del movimiento de Newton, porque cuando un edificio se sacude está sujeto a fuerzas inerciales. Se puede suponer que la masa es equivalente (a nivel del suelo) al peso del edificio, por lo que esta parte de la ley explica por qué los edificios livianos, tienden a funcionar mejor en terremotos que los grandes y pesados: las fuerzas en el edificio son menor. La aceleración determina el porcentaje de la masa o peso del edificio que debe manejarse como una fuerza horizontal. Un edificio en un terremoto experimenta una fracción de segundo de fuerzas g en una dirección antes de que cambien abruptamente de dirección.

2.2.4.2. Duración, velocidad y desplazamientos

Debido a la fórmula de la fuerza inercial, la aceleración es un factor clave para determinar las fuerzas sobre un edificio, pero una medida más significativa es la de la aceleración combinada con la duración, que tiene en cuenta el impacto de las fuerzas sísmicas a lo largo del tiempo. En general, una serie de ciclos de aceleración moderada, sostenidos en el tiempo, pueden ser mucho más difíciles de soportar para un edificio que un solo pico mucho mayor. La agitación continua debilita la estructura de un edificio y reduce su resistencia al daño del terremoto.

Otras dos medidas del movimiento de las ondas están directamente relacionadas con la aceleración y pueden derivarse matemáticamente de ella. La velocidad, que se mide en pulgadas o centímetros por segundo, se refiere a la tasa de movimiento de las ondas sísmicas a medida que viajan a través de la tierra. Normalmente, la onda P es débil y viaja a entre 3 km / seg y 8 km / seg. La onda S es más lenta, pero tiene más amplitud, viajando entre 2 km / seg y 5 km / seg.

Ilustración 1 Sismograma donde se muestra la amplitud de las Ondas P y Ondas S



Fuente: Apuntes de Ingeniería Antisísmica, 2020. Acero.

El desplazamiento se refiere a la distancia a la que los puntos en el suelo se mueven desde sus ubicaciones iniciales por las ondas sísmicas. Estas distancias son bastante pequeñas y se miden en pulgadas o centímetros. Por ejemplo, en el terremoto de Northridge, una estructura de estacionamiento en Burbank, a unas 18 millas (29 km) del epicentro registró desplazamientos en el techo de 1,6 pulgadas (4,0 cm) con una aceleración de 0,47 g. En el mismo terremoto, el hospital Olive View en Sylmar, a unas 7,5 millas (12 km) del epicentro, registró un desplazamiento del techo de 13,5 pulgadas (34 cm) a una aceleración de 1,50 g [19].

En los terremotos, los valores de la aceleración, la velocidad y el desplazamiento del suelo varían mucho en relación con la frecuencia del movimiento de las ondas. Las ondas de alta frecuencia tienden a tener altas amplitudes de aceleración, pero pequeñas amplitudes de desplazamiento, en comparación con las ondas de baja frecuencia, que tienen pequeñas aceleraciones, pero velocidades y desplazamientos relativamente grandes.

2.2.4.3. Espectro de respuesta

Los edificios con diferentes períodos responderán de formas muy distintas a la misma excitación del suelo. Por el contrario, cualquier edificio actuará de manera diferente durante diferentes terremotos, por lo que, para fines de diseño, es necesario representar el rango de respuestas del edificio al movimiento del suelo de diferente contenido de frecuencia. Esta representación se denomina espectro de respuesta. Cuando hablamos de espectro de respuesta nos referimos a la respuesta máxima (aceleración, velocidad o desplazamiento) de un oscilador viscoelástico a una excitación en su base. A cada estructura le corresponde un desplazamiento espectral y una pseudo aceleración. Esto muestra cómo la respuesta del edificio varía con el período de construcción: a medida que el período se alarga, las aceleraciones disminuyen y el desplazamiento aumenta. Por otro lado, los edificios de uno o dos pisos con períodos cortos sufren mayores aceleraciones, pero menores desplazamientos.

En general, se puede esperar que un diseño de período más flexible experimente aceleraciones proporcionalmente menores que un edificio más rígido. Un vistazo a un espectro de respuesta mostrará por qué esto es así: a medida que el período del edificio se alarga (moviéndose hacia la derecha del horizontal eje del espectro), las aceleraciones se reducen. Actualmente, las normas internacionales reconocen el aspecto beneficioso de la flexibilidad (período largo) al permitir coeficientes de diseño más bajos. Sin embargo, hay un cambio, en el sentido de que las menores aceleraciones en el diseño más flexible se obtienen a raíz de más

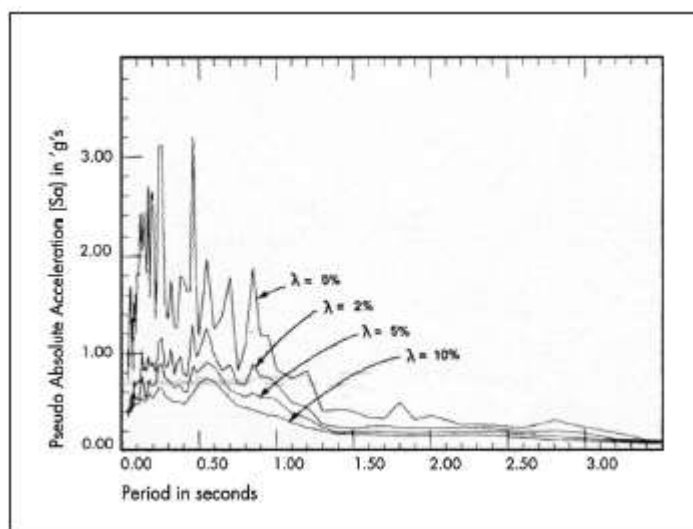
movimiento. Este aumento de movimiento puede ser tal que el edificio pueda sufrir daños considerables en sus componentes no estructurales, como techos y muros, incluso en un terremoto leve.

2.2.4.4. Amortiguamiento

Si se hace vibrar una estructura, la amplitud de la vibración decaerá con el tiempo y finalizará. El amortiguamiento es una medida de esta disminución en amplitud y se debe a la fricción interna y la energía absorbida. La naturaleza de la estructura y sus conexiones afecta la amortiguación; una estructura de concreto armado proporcionará más amortiguación que un sistema de acero.

El principal significado de la amortiguación es que las aceleraciones creadas por el movimiento del suelo aumentan rápidamente a medida que disminuye el valor de amortiguación. Los espectros de respuesta que se muestran en la ilustración 2, muestran que la aceleración máxima es de aproximadamente 3,2 g para un valor de amortiguación del 0%, 0,8 g para un valor de amortiguación del 2% y un valor de aproximadamente 0,65 g para un valor del 10%.

Ilustración 2 Espectros de respuesta para una serie de valores de amortiguación



Fuente: Designing for Earthquakes: A Manual for Architects, 2006. FEMA.

Hay tablas disponibles que indican los valores de amortiguación recomendados y las características de amortiguación de una estructura se pueden estimar con bastante facilidad. Los espectros de respuesta generalmente muestran valores de aceleración para 0, 2, 5 y 10% de

amortiguación. Se puede utilizar un valor de amortiguación de cero en el diseño de un vibrador simple, como una asta de bandera o un tanque de agua apoyado en una sola columna en voladizo. Para estructuras típicas, los ingenieros generalmente usan un valor crítico del 5%.

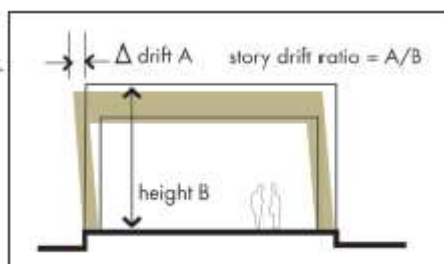
2.2.4.5. Resistencia y rigidez

La resistencia y la rigidez son dos de las características más importantes de cualquier estructura. Aunque estos dos conceptos están presentes en el diseño y análisis de estructuras no sísmicas, la distinción entre resistencia y rigidez es quizás más crítica. Se necesita suficiente resistencia para garantizar que una estructura pueda soportar cargas impuestas sin exceder ciertos valores de esfuerzos. Esto se refiere a las fuerzas internas de un material o miembro que se crean cuando el miembro estructural resiste la carga aplicada.

La rigidez se mide por deflexión, la medida en que un miembro estructural, como un piso o un techo, se dobla cuando se carga. La deflexión generalmente se expresa como una fracción de la longitud del elemento. Para garantizar una resistencia y rigidez suficientes, los códigos como el Código Internacional de Construcción (IBC) proporcionan límites de esfuerzos y deflexión que no deben excederse para los materiales y conjuntos de uso común.

La mayoría de los diseñadores están familiarizados con la deflexión en este sentido y tienen una sensación intuitiva de esta cualidad. En el diseño sísmico, la deflexión de elementos estructurales verticales, como columnas y muros, se denomina deriva. De manera análoga a la deflexión de miembros horizontales, las limitaciones de la deriva pueden imponer requisitos más severos a los miembros que los requisitos de resistencia. La deriva del piso se expresa como la diferencia de las deflexiones en la parte superior e inferior del piso en consideración, esto también se expresa a menudo como una relación entre la deflexión y el piso, o la altura de piso a piso (ilustración 3). Por lo tanto, el IBC requiere que la deriva se limite en edificios típicos a entre 0.02 y 0.01 veces la altura del edificio, dependiendo de la ocupación del edificio.

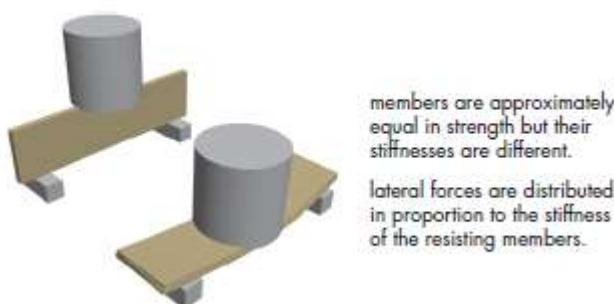
Ilustración 3 Relación de deriva de piso



Fuente: Designing for Earthquakes: A Manual for Architects, 2006. FEMA.

Por tanto, la resistencia y la rigidez son dos características importantes de cualquier elemento estructural. Dos vigas estructurales pueden tener aproximadamente la misma resistencia del material y ser de forma similar, pero variarán en rigidez y resistencia, dependiendo de cómo estén orientadas en relación con la carga. Este concepto se puede entender fácilmente visualizando la flexibilidad de una viga estrecha y profunda, colocando donde tiene que soportar una carga: la extensión de la deflexión dependerá de si la carga se coloca en la superficie plana de las vigas o en su borde (ilustración 4).

Ilustración 4 Resistencia y rigidez



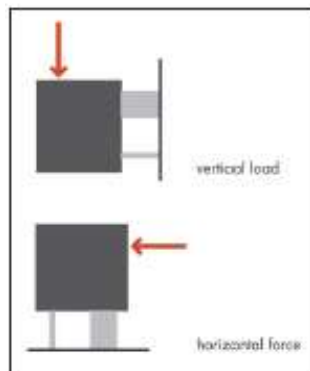
Fuente: Designing for Earthquakes: A Manual for Architects, 2006. FEMA.

2.2.4.6. Distribución de fuerzas y concentración de esfuerzos

Dado que las losas de concreto generalmente encajarán en la clasificación de "diafragma rígido", y dado que es inusual que todos los muros de corte sean idénticos, la evaluación de las rigideces relativas es una parte necesaria de la mayoría de los problemas de análisis sísmico para determinar la distribución relativa de la fuerza horizontal total a los diversos elementos resistentes.

La razón por la cual las fuerzas están relacionadas con la rigidez de los elementos resistentes se puede entender visualizando un bloque pesado apoyado por dos vigas cortas. Claramente, la viga gruesa y rígida soportará mucha más carga que la delgada, y lo mismo es cierto si se gira 90° para simular la fuerza lateral (ilustración 5).

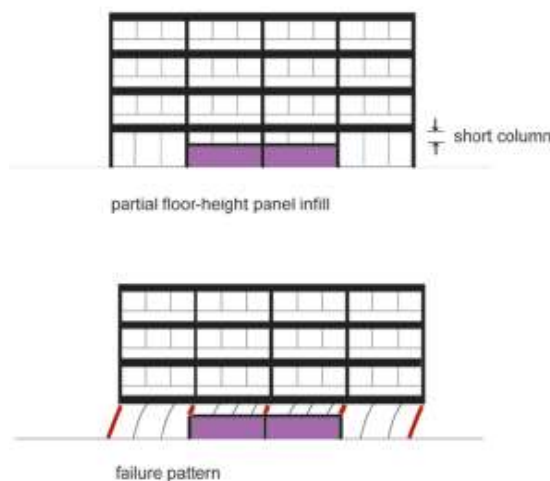
Ilustración 5 Distribución de fuerzas y rigidez



Fuente: Designing for Earthquakes: A Manual for Architects, 2006. FEMA.

En un edificio con miembros de diferente rigidez, una proporción indebida de las fuerzas puede concentrarse en algunos elementos de la estructura y estos miembros pueden fallar y, por una reacción en cadena, derribar todo el edificio. Esta condición tiene serias implicaciones para edificios con de columnas o muros de diferente longitud. Al diseñar una estructura, se intenta igualar la rigidez de los elementos resistentes para que ningún miembro tome una cantidad de carga desproporcionada. Un caso especial de este problema es que a veces se crea involuntariamente una condición de columna corta por la asignación de muros de albañilería.

Ilustración 6 Columna corta



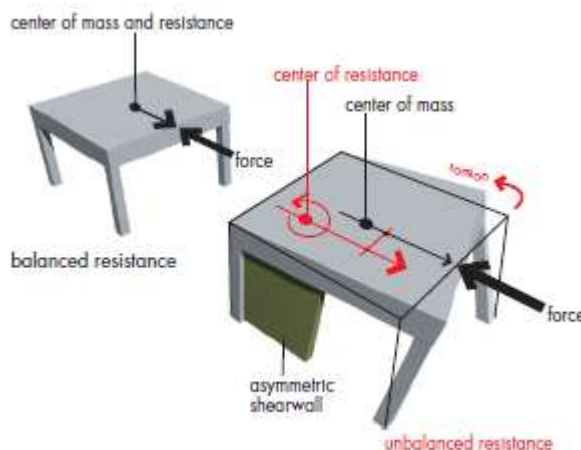
Fuente: Designing for Earthquakes: A Manual for Architects, 2006. FEMA.

2.2.4.7. Fuerzas de torsión

En un edificio, la fuerza lateral principal es aportada por el peso de los pisos, paredes y techo, y esta fuerza se ejerce a través del centro de masa, generalmente el centro geométrico del piso (en planta). Si la masa dentro de un piso se distribuye uniformemente, entonces la fuerza resultante de la aceleración horizontal se ejerce a través del centro de masa del piso. Si la fuerza resultante de la resistencia empuja hacia atrás se mantiene el equilibrio dinámico.

Las fuerzas de torsión se crean en un edificio por una falta de equilibrio entre la ubicación de los elementos resistentes y la disposición del centro de masa del edificio. Esto hace referencia a la excentricidad que existe entre el centro de masa y el centro de rigidez, que hace que un edificio sometido a una excitación en su base gire alrededor de su centro de resistencia, creando una torsión, que da como resultado concentraciones de esfuerzos indeseables y posiblemente peligrosas.

Ilustración 7 Fuerzas torsionales



Fuente: Designing for Earthquakes: A Manual for Architects, 2006. FEMA.

2.2.5. Diafragmas rígidos, semirrígidos y flexibles

Tabla 1 Diferencias entre diafragma rígido, flexible y semirrígido

DIAFRAGMA RÍGIDO	DIAFRAGMA FLEXIBLE	DIAFRAGMA SEMIRRÍGIDO
Considera que todas las cargas laterales se distribuyan entre los elementos de acuerdo a su rigidez.	Cargas laterales se distribuyen entre los elementos de acuerdo a sus masas relativas.	Se emplea cuando ocurre una deformación apreciable en el plano teniendo en cuenta la rigidez del diafragma.
Considera rigidez infinita en el plano y no existe axial sobre las vigas.	Se consideran cargas axiales sobre las vigas.	<p>Se recomienda utilizar cuando:</p> <ul style="list-style-type: none"> -Se requiere mas cantidad de modos debido a que presenta irregularidades considerables. -El modo predominante es el modo rotacional debido a que existe una considerable excentricidad entre el centro de masa y centro de rigidez. -Se desee comportamiento mas real de dos estructuras que se encuentran cercanas. -Cuando se tienen estructuras con "alas" como edificios en forma de C o L, donde se desplazan independientemente entre sí.
La excentricidad accidental correspondiente a las cargas sismicas se consideran con respecto al centro de masas del piso.	La excentricidad accidental correspondiente a las cargas sismicas es aplicada a cada nodo.	
Las cargas laterales se distribuyen de acuerdo a las masas de los elementos de soporte.	Debido a que las deformaciones en el plano de la losa es variable a lo largo de la misma, no se puede considerar un centro de rigidez como en los diafragmas rígidos. Sin embargo las excentricidades debidas a las diferencias entre el centro de rigidez y centro de masa se computan.	
Los puntos se mueven en conjunto.	Un punto puede tener mas deformacion que otro.	

Fuente: Propia

2.2.6. Configuraciones irregulares y sus efectos

2.2.6.1. Configuraciones optimas de diseño

Dado que el movimiento del suelo es esencialmente aleatorio en la dirección, la estructura debe de responder de manera correcta en todas las direcciones. En una estructura, los elementos que aportan más rigidez son más efectivos cuando se colocan en los dos ejes principales del edificio en una disposición simétrica que proporciona una resistencia equilibrada. Un plano cuadrado, proporciona un sistema casi perfectamente equilibrado. El FEMA [19] recomienda, para que exista un sistema regular, lo siguiente:

- Patrón de carga continua: Carga uniforme de elementos estructurales y sin concentraciones de esfuerzos.
- Baja relación altura-base: Minimiza la tendencia a volcarse.
- Alturas de suelo iguales: Iguala la rigidez de la columna o muros, sin concentraciones de esfuerzos.

- Forma de planta simétrica: Minimiza la torsión.
- Resistencia idéntica en ambos ejes: Elimina la excentricidad entre los centros de masa y resistencia y proporciona una resistencia equilibrada en todas las direcciones, minimizando así la torsión.
- Resistencia vertical idéntica: Sin concentraciones de esfuerzo o generando debilidad en la estructura.
- Sección uniforme y elevaciones: Minimiza las concentraciones de esfuerzo.
- Elementos de gran rigidez en el perímetro: Máxima resistencia a la torsión.
- Tramos cortos: Baja concentración de esfuerzos en los elementos, varias columnas proporcionan redundancia; las cargas se pueden redistribuir si se pierden algunas columnas.
- Sin voladizos: Menor vulnerabilidad a las aceleraciones verticales.
- Sin aberturas en diafragmas: Asegura la transferencia directa de fuerzas laterales a los elementos más rígidos.

A medida que las características del edificio se desvían de este modelo, el edificio se vuelve cada vez más irregular. Son estas irregularidades, en su mayor parte creadas por el diseño arquitectónico, las que afectan el comportamiento sísmico del edificio.

2.2.6.2. Configuraciones irregulares en el código sísmico

En su mayor parte, las disposiciones del código buscan desalentar las irregularidades en el diseño imponiendo sanciones, que son de tres tipos:

- Requiere mayores fuerzas de diseño.
- Requiere un procedimiento de análisis más avanzado (y poco económico).
- No permitir niveles con irregularidad extrema de rigidez y resistencia y desequilibrios torsionales extremos en zonas de alta sísmica.

Cabe señalar que las disposiciones del código tratan los síntomas de irregularidad, más que la causa. Aún se permite que exista la irregularidad; la esperanza es que las sanciones sean suficientes para que los diseñadores eliminen las irregularidades. Incrementar las fuerzas de diseño o mejorar el análisis para proporcionar mejor información no resuelve, en sí mismo, el problema. El problema debe resolverse mediante diseño.

- **Irregularidades en planta:**

- 1) Irregularidad torsional: Si el centro de masa de una estructura no coincide con su centro de rigidez, las cargas inerciales impartidas a la estructura durante un terremoto, tienen un componente torsional. Desafortunadamente este es a menudo el caso en estructuras reales debido a la falta de simetría. También puede ser inducida por arreglos asimétricos de muros de cortante, arriostramientos laterales u otra carga horizontal resistir elementos que pueden ocurrir en edificios de esquina, primero vestíbulos de piso, o áreas abiertas que dan a la calle. La torsión también puede ser resultado de otras causas, como una distribución desigual de la carga, falla de miembros estructurales durante un terremoto y asentamientos diferenciales de cimentación.

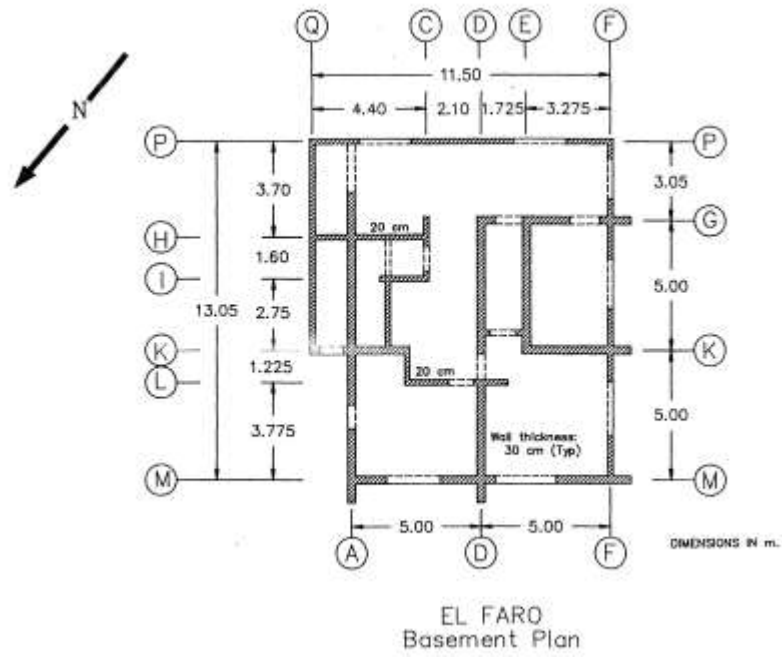
Un ejemplo de ello se vivió después del terremoto que azotó a Chile en el año 1985. La edificación el Faro tenía una distribución asimétrica en planta lo cual generó una gran excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez.

Ilustración 8 Edificio "El Faro" después del terremoto de Chile de 1985



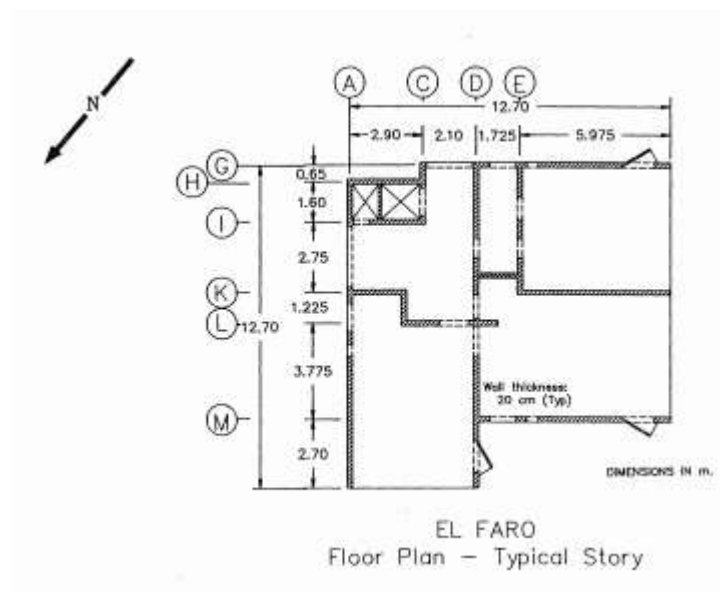
Fuente: The 1985 Chile Earthquake: Observations on earthquake-resistant Construction in Viña del Mar, 2002. Wood, Wight & Moehle

Ilustración 9 Plano base "El Faro"



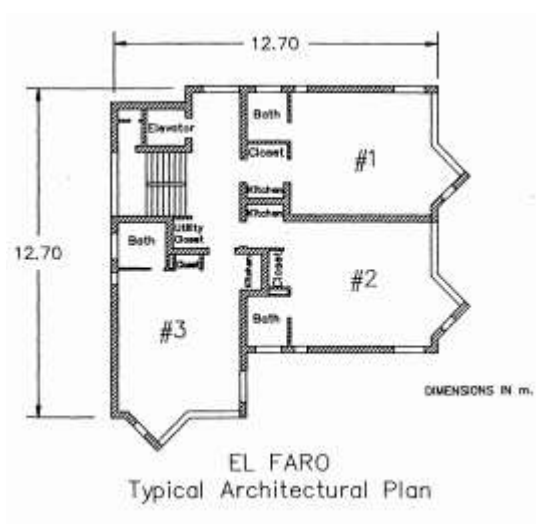
Fuente: The 1985 Chile Earthquake: Observations on earthquake-resistant Construction in Viña del Mar, 2002. Wood, Wight & Moehle

Ilustración 10 Plano de planta "El Faro"



Fuente: The 1985 Chile Earthquake: Observations on earthquake-resistant Construction in Viña del Mar, 2002. Wood, Wight & Moehle

Ilustración 11 Plano de arquitectura “El Faro”



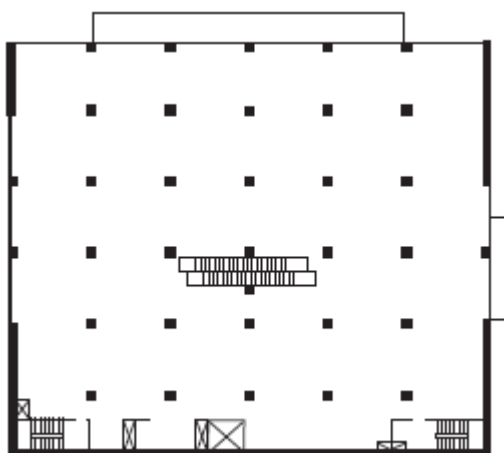
Fuente: The 1985 Chile Earthquake: Observations on earthquake-resistant Construction in Viña del Mar, 2002. Wood, Wight & Moehle

Otro ejemplo de torsión se vivió en Alaska en el terremoto del año 1964 en la tienda Penney. Esto se dio por el gran desequilibrio en la resistencia y rigidez del perímetro, dando como resultado grandes fuerzas de torsión.

Ilustración 12 Tienda Penney, Alaska 1964



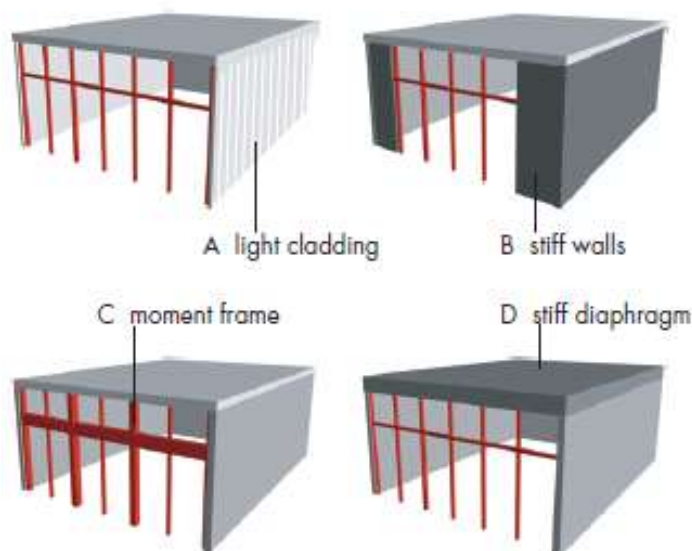
Fuente: Designing for Earthquakes: A Manual for Architects, 2006. FEMA.

Ilustración 13 Plano base de la tienda "Penney"

Fuente: Designing for Earthquakes: A Manual for Architects, 2006. FEMA.

La solución a este problema consiste en reducir la posibilidad de torsión procurando equilibrar la resistencia alrededor del perímetro. La primera estrategia es diseñar una estructura de marco de aproximadamente la misma resistencia y rigidez para todo el perímetro. La parte opaca del perímetro se puede construir con un revestimiento no estructural, diseñado de manera que no afecte el comportamiento sísmico del marco. Un segundo enfoque es aumentar la rigidez de las fachadas abiertas agregando suficientes muros de cortante, diseñados para acercarse a la resistencia proporcionada por los otros muros. Una tercera solución es utilizar un marco reforzado resistente a momentos fuertes en el frente abierto, que se acerque a la pared sólida en rigidez. Se puede aceptar la posibilidad de torsión y diseñar la estructura para que tenga la capacidad de resistirla, mediante una combinación de marcos de momento, muros de corte y acción de diafragma. Esta solución se aplicará solo a estructuras relativamente pequeñas con diafragmas rígidos diseñados de tal manera que puedan soportar una carga excéntrica considerable.

Ilustración 14 Soluciones para problemas de torsión



Fuente: Designing for Earthquakes: A Manual for Architects, 2006. FEMA.

La norma vigente al 2021 detalla que una estructura sufrirá por torsión cuando el desplazamiento máximo relativo, incluyendo la excentricidad accidental, es mayor de 1.3 veces respecto al desplazamiento en el extremo del mismo entrepiso. Y sufrirá de torsión extrema en caso exceda el valor de 1.5 veces el desplazamiento en el extremo del mismo entrepiso.

- 2) Esquinas entrantes: La esquina reentrante es la característica común de las formas de construcción que, en planta, asumen la forma de una L, T, H, etc., o una combinación de estas formas (ilustración 15).

Ilustración 15 Formas de estructuras típicas con esquinas entrantes



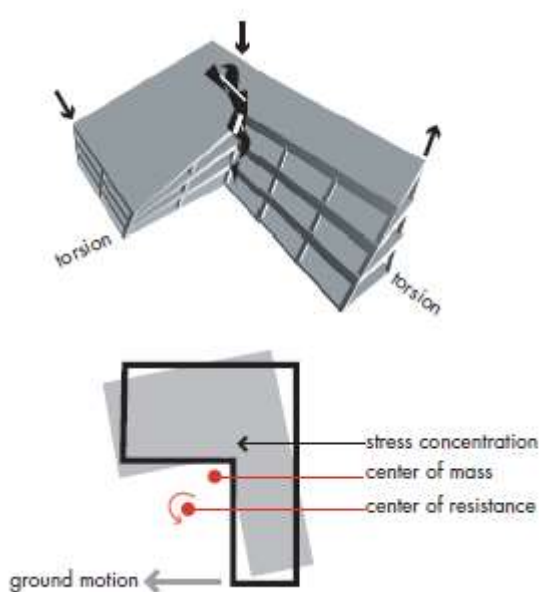
Fuente: Designing for Earthquakes: A Manual for Architects, 2006. FEMA.

Hay dos problemas creados por estas formas. La primera es que tienden a producir movimientos diferenciales entre diferentes alas del edificio que, debido a los elementos

rígidos que tienden a ubicarse en estas zonas, resultan concentrar esfuerzos muy altos en la esquina entrante o “muesca”.

El segundo problema de esta forma es la torsión. Lo cual se debe a que el centro de masa y el centro de rigidez en esta forma no pueden coincidir geoméricamente para todas las direcciones posibles del terremoto, dando como resultado es la rotación. Las fuerzas resultantes son muy difíciles de analizar y predecir. La ilustración 16 muestra los problemas con el formulario de esquina de reentrante. La concentración de esfuerzos en la "muesca" y los efectos de torsión están interrelacionados.

Ilustración 16 Problema de esquinas entrantes



Fuente: Designing for Earthquakes: A Manual for Architects, 2006. FEMA.

La ilustración 17 muestra la escuela secundaria West Anchorage, Alaska, después del terremoto de 1964. La foto muestra daños en la muesca de este edificio en forma de L.

Ilustración 17 Escuela “West Anchorage”- Alaska después del terremoto del 1964



Fuente: Designing for Earthquakes: A Manual for Architects, 2006. FEMA.

Otro caso sucedió el 19 de Setiembre del año 1985 en la ciudad de México, en las primeras horas de la mañana ocurrió un terremoto de magnitud 8.4 en la escala de Richter [20] , siendo el más catastrófico en su historia ya que se registraron numerosas pérdidas humanas y económicas. En este país se encontraba el edificio de “Secretaria de Comunicaciones y Transporte” en la Av. Lázaro Cárdenas, aproximadamente dos kilómetros al sur de la parte histórica central de la ciudad, el cual era un claro ejemplo en el que la configuración del edificio parecía haber llevado a la respuesta torsional. El terremoto precipitó un colapso progresivo que comenzó cerca de la parte superior del edificio en el interior noroeste (esquina entrante) como se muestra en la ilustración 18.

Ilustración 18 Edificio “Secretaria de Comunicaciones y Transporte”



Fuente: Apuntes de Ingeniería Antisísmica, 2020. Acero.

El colapso fue probablemente desencadenado por la falla de una de las columnas superiores (que a menudo son de concreto de menor sección y peso más ligero) y luego se propaga mediante fallas en las columnas de las esquinas a lo largo de la cara norte del ala y la cara oeste del ala norte como se puede ver en la ilustración 18. La resultante fue el colapso progresivo de la losa fue detenido en el octavo piso, donde las columnas del séptimo piso fueron suficientes para resistir la carga de impacto de los pisos superiores que se derrumban.

Ilustración 19 Vista desde el aire de la Secretaría de Comunicaciones y Transporte



Fuente: Apuntes de Ingeniería Antisísmica, 2020. Acero.

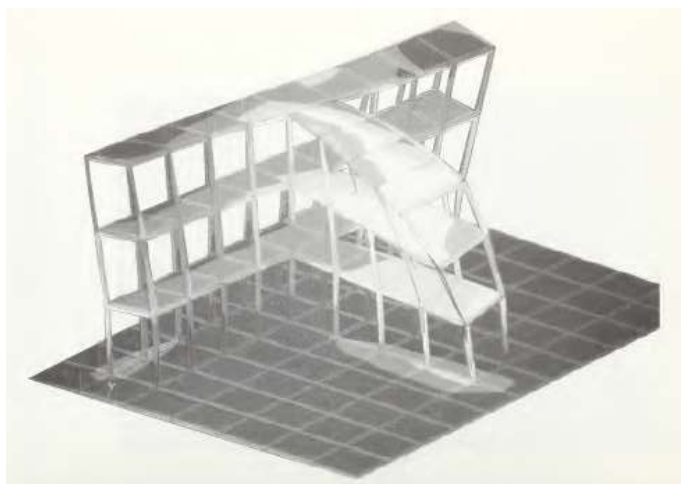
Ilustración 20 Daño ocasionado por irregularidad de esquina entrante



Fuente: Apuntes de Ingeniería Antisísmica, 2020. Acero.

Debido a la geometría inusual del edificio (esencialmente una forma de L) y debido al modo de falla asimétrico, se hizo una prueba para comprender el desempeño dinámico de la estructura, poco después de que el equipo de Servicio Geológico de Estados Unidos regresara a su país en octubre de 1985 [20] . Se realizó el análisis modal de una versión simplificada del edificio, bajo el supuesto de que la estructura podría modelarse como una estructura continua en forma de L. Este análisis indicó que el modo fundamental de vibración para el edificio fue torsional. De esto se concluyó que se habrían generado grandes concentraciones de esfuerzos en las esquinas entrantes que condujeron al inicio del colapso.

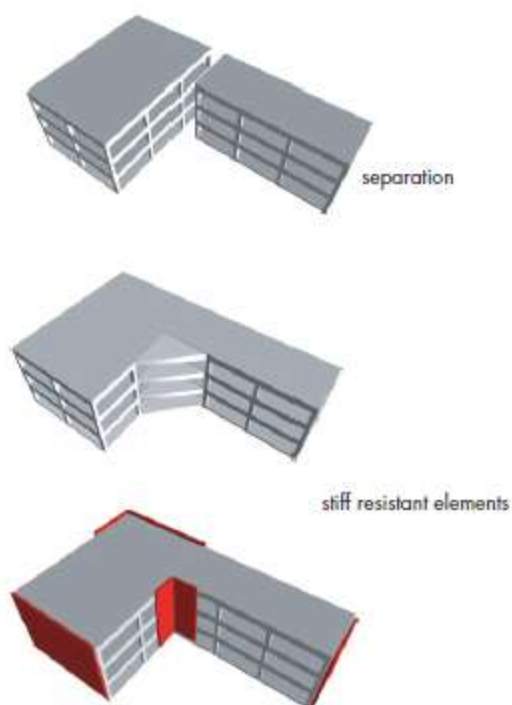
Ilustración 21 Análisis Modal del edificio



Fuente: Engineering Aspects of the September 19, 1985 México Earthquake, 1987. The National Bureau of Standards.

La solución para este tipo de edificaciones podría basarse en dos enfoques alternativos básicos para el problema de las formas de esquina entrante: dividir la estructura en formas simples con ayuda de la junta de construcción, o unir el edificio con más fuerza colocando elementos para proporcionar una resistencia más equilibrada. La última solución se aplica solo a edificios más pequeños.

Ilustración 22 Posibles soluciones a irregularidad de esquinas entrantes



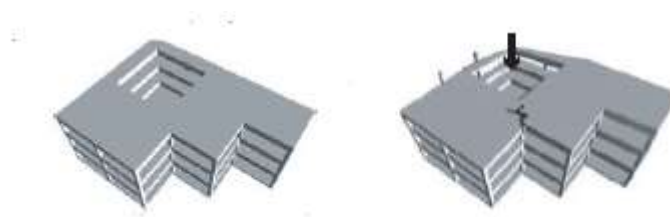
Fuente: Designing for Earthquakes: A Manual for Architects, 2006. FEMA.

La norma vigente al 2021 detalla que una edificación posee esquinas entrantes cuando en las dos direcciones, la dimensión de estas sobrepasa el 20% de la dimensión total del eje analizado.

3) Discontinuidad de diafragma

El término "diafragma" se utiliza para identificar miembros de resistencia horizontal que transfieren fuerzas laterales entre elementos de resistencia vertical (muros de corte o marcos). Los diafragmas son generalmente proporcionados por los elementos del piso y del techo del edificio; a veces, sin embargo, los sistemas de arriostramiento horizontales independientes de la estructura del techo o del piso sirven como diafragmas.

Ilustración 23 Irregularidad de discontinuidad de diafragma



Fuente: Designing for Earthquakes: A Manual for Architects, 2006. FEMA.

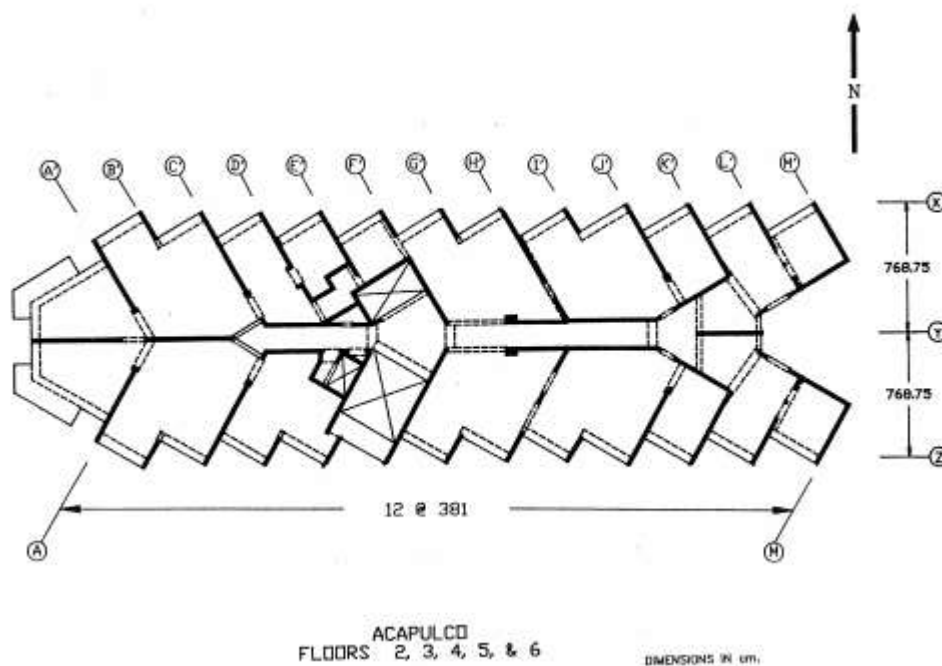
El edificio Acapulco fue afectado por el terremoto de Chile en el año 1985, se registró agrietamientos en la losa, así como los muros longitudinales. Al tener la caja de escaleras y de ascensor abierta, hace que exista discontinuidad en la losa haciendo que se debilite y que no exista buena transferencia de esfuerzos a los muros de corte.

Ilustración 24 Edificio "Acapulco" después del terremoto en 1985 - Chile



Fuente: Apuntes de Ingeniería Antisísmica, 2020. Acero.

Ilustración 25 Plano de planta típico del edificio "Acapulco"



Fuente: The 1985 Chile Earthquake: Observations on earthquake-resistant Construction in Viña del Mar, 2002. Wood, Wight & Moehle

La norma e.030 vigente al 2021 detalla que para que exista este tipo de irregularidad, debe de encontrarse alteración de rigidez mayor al 50%, incluyendo áreas abiertas, del área bruta del diafragma. Además, cuando el área neta es menor que 25% de la sección transversal del diafragma respecto al área total de la sección transversal.

4) Sistemas resistentes no paralelos

Si los elementos verticales resistentes, como muros de corte o columnas, se encuentran fuera del plano ni son simétricos con respecto a los ejes ortogonales por donde se dan las fuerzas horizontales, causara graves problemas a la estructura como una posible torsión o torsión extrema.

En la ilustración 26, mostramos un edificio, donde posee sistemas resistentes no paralelos, colapsado a causa del terremoto en Kobe, Japón el año 1995. De la misma manera, en la ilustración 27 causada por el terremoto en la ciudad de México en el año 1985. Ambas edificaciones son en esquina y es donde más se ven este tipo de fallos.

Ilustración 26 Edificio en esquina afectado por el terremoto en Kobe, Japón 1995



Fuente: Apuntes de Ingeniería Antisísmica, 2020. Acero.

Ilustración 27 Edificio en esquina afectado por el terremoto en México en 1985



Fuente: Apuntes de Ingeniería Antisísmica, 2020. Acero.

La norma e.030 vigente al 2021 considera que esta irregularidad sucede “cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante del piso”.

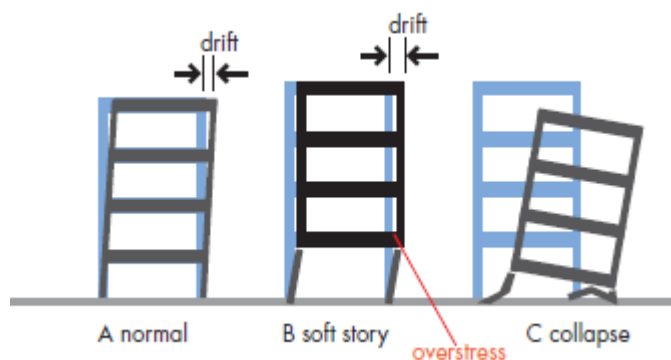
- **Irregularidades en planta:**

- 1) Piso blando

El término se ha aplicado comúnmente a edificios cuyo piso a nivel del suelo es menos rígido que los de arriba. Un piso blando o débil a cualquier altura crea un problema, pero dado que las cargas acumuladas son mayores hacia la base del edificio, una discontinuidad entre el primer y segundo piso tiende a resultar en la condición más afectada.

La forma en que se produce una concentración de tensión severa en la parte superior del primer piso se muestra en la secuencia del diagrama de la ilustración 27. Aquí se muestra la deriva normal bajo fuerzas sísmicas que se distribuye equitativamente entre los pisos superiores. Con el problema de piso blando, casi todo el desplazamiento ocurre en el primer piso y la tensión se concentra en las conexiones del segundo piso. Esta concentración sobrecarga las juntas a lo largo de la línea del segundo piso, provocando distorsión o colapso.

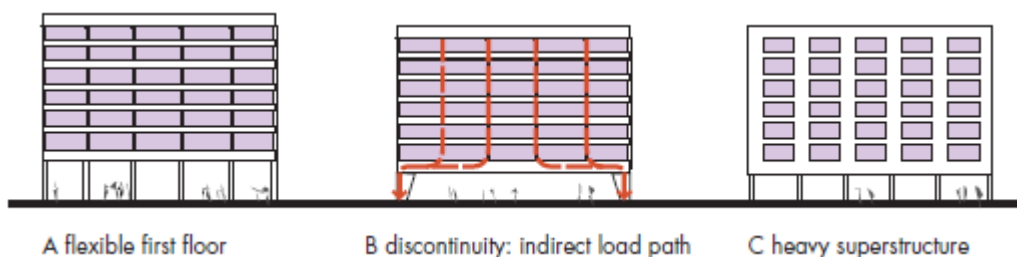
Ilustración 28 Mecanismo de falla de piso blando



Fuente: Designing for Earthquakes: A Manual for Architects, 2006. FEMA.

Tres condiciones típicas crean un primer piso blando, las cuales se observan en la ilustración 28. La primera condición es donde la estructura vertical entre el primer y segundo piso es significativamente más flexible que la de los pisos superiores. La segunda forma de piso blando se crea por discontinuidad de los elementos verticales. Finalmente, el piso blando puede ser creado por un primer piso abierto que soporta paredes estructurales pesadas o no estructurales arriba.

Ilustración 29 Condiciones típicas de piso blando



Fuente: Designing for Earthquakes: A Manual for Architects, 2006. FEMA.

Ejemplos de este tipo de irregularidad salieron a relucir en el terremoto de Northridge (Los ángeles) en el año 1994. En este edificio, la mayor parte del primer piso se dejó abierto para estacionamiento de automóviles, lo que resultó en un primer piso débil y flexible. La capacidad de corte de las columnas del primer piso y las pocas paredes de esta gran estructura de madera fueron bastante inadecuadas y provocaron un colapso total y 16 muertes.

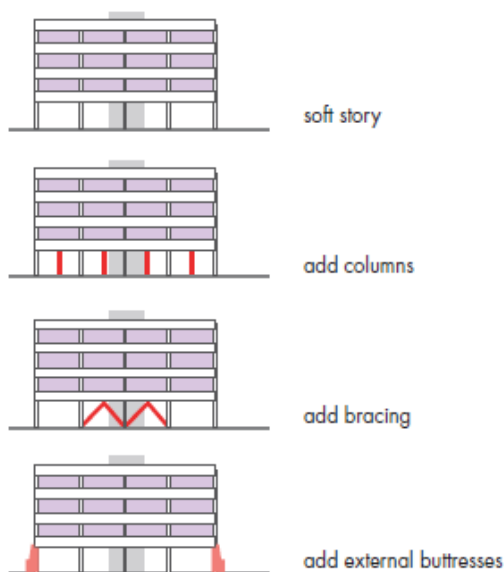
Ilustración 30 Edificios colapsados a causa del terremoto de Northridge en 1994



Fuente: Designing for Earthquakes: A Manual for Architects, 2006. FEMA.

A continuación, se muestran algunas soluciones para evitar este tipo de irregularidades:

Ilustración 31 Posibles soluciones para edificaciones con piso blando



Fuente: Designing for Earthquakes: A Manual for Architects, 2006. FEMA.

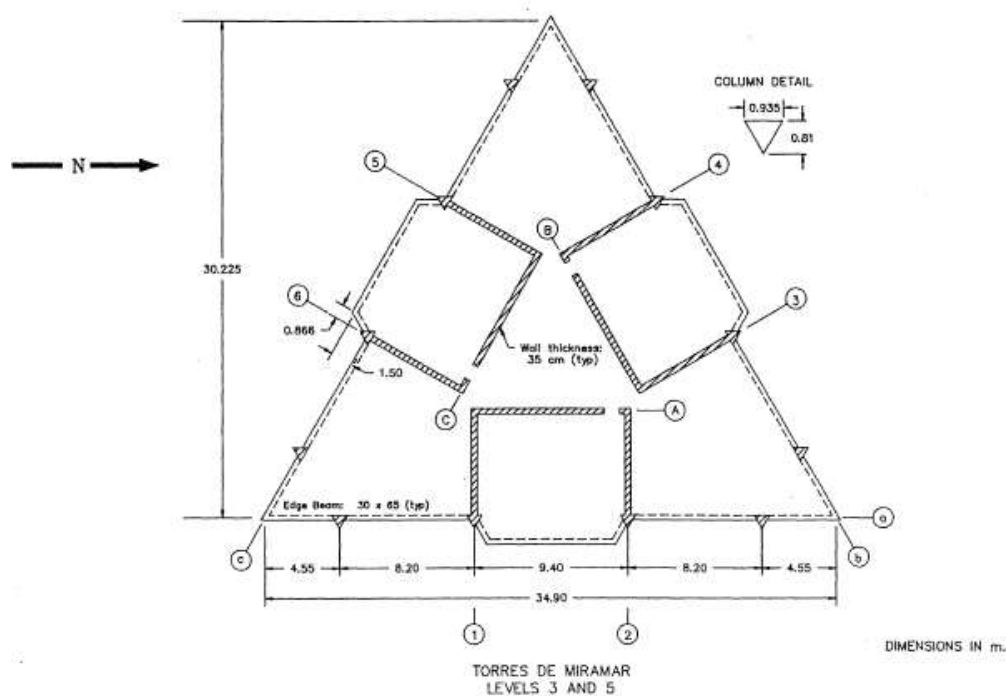
Una solución real a esta situación fue la que se dio a las Torres de Miramar, esta edificación fue capaz de resistir el terremoto en Chile en el año 1985. Aunque a simple vista se ven columnas en el perímetro, la estructura al interior tenía una equilibrada distribución de muros de corte.

Ilustración 32 Torres de Miramar



Fuente: Designing for Earthquakes: A Manual for Architects, 2006. FEMA.

Ilustración 33 Plano de planta típico de las “Torres de Miramar”



Fuente: The 1985 Chile Earthquake: Observations on earthquake-resistant Construction in Viña del Mar, 2002. Wood, Wight & Moehle

La [21] afirma que para que exista esta irregularidad tiene que cumplir que “en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes”

2) Piso débil:

La [21] afirma que “en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior”. Cuando se de esta condición se tendrá irregularidad de piso débil.

3) Irregularidad de masa o peso:

La [21] afirma que “cuando el peso de un piso, (...), es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente” existirá esta irregularidad. Cabe recalcar que esto no es aplicable en azoteas.

Ilustración 34 Irregularidad de masa o peso



Fuente: Designing for Earthquakes: A Manual for Architects, 2006. FEMA.

4) Irregularidad geométrica vertical:

La [21] afirma que si el piso analizado es 1.3 veces mayor que un piso inmediato, ya sea superior o inferior, se presenta irregularidad de altura. Esta irregularidad no es aplicable en azoteas.

El Hotel Terminal sufrió daños severos en el terremoto de Guatemala en el año 1976, en los pisos superiores se observan muros de albañilería que se interrumpieron en el segundo nivel, esto hizo que la estructura posea un núcleo rígido asimétrico cerca de un extremo.

Ilustración 35 Hotel "Terminal" después del terremoto de Guatemala de 1967



Fuente: Apuntes de Ingeniería Antisísmica, 2020. Acero.

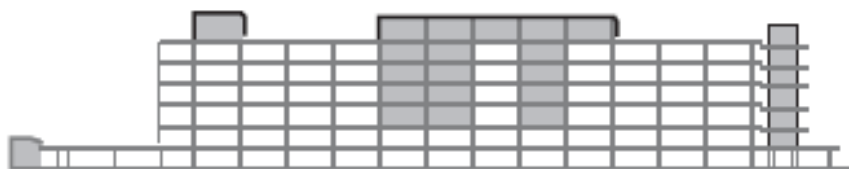
5) Discontinuidad de los sistemas resistentes:

Cuando los muros de cortante forman los principales elementos resistentes laterales de una estructura, y no hay una trayectoria de carga continua a través de los muros desde el techo hasta los cimientos, el resultado puede ser un sobreesfuerzo grave en los puntos de

discontinuidad. El propósito de un muro de corte es recolectar cargas de diafragma en cada piso y transmitir las de la manera más directa y eficiente posible a los cimientos. Interrumpir esta ruta de carga no es deseable; interrumpirlo en su base, donde las fuerzas cortantes son mayores, es un error mayor. Una discontinuidad en la rigidez vertical y la resistencia conduce a una concentración de esfuerzos, y el piso que debe sostener el resto de los pisos de un edificio debe ser el último elemento en ser sacrificado, y no el primero.

El Hospital Olive View, que sufrió graves daños en el terremoto de 1971 en San Fernando, California, representa una forma extrema del problema del muro de corte discontinuo. La configuración vertical general del edificio principal era una capa "blanda" de dos pisos de marcos rígidos sobre la cual se apoyaba una estructura rígida de muro de corte más marco de cuatro pisos. Se produjeron daños graves en la parte del piso suave. Los pisos superiores se movieron como una unidad, y se movieron tanto que las columnas a nivel del suelo no pudieron acomodar un desplazamiento tan alto y por lo tanto fallaron.

Ilustración 36 Elevación del hospital "Olive View"



Fuente: Designing for Earthquakes: A Manual for Architects, 2006. FEMA.

Ilustración 37 Hospital "Olive View" después del terremoto de San Fernando, 1971



Fuente: Designing for Earthquakes: A Manual for Architects, 2006. FEMA.

[21] sostiene que "cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como

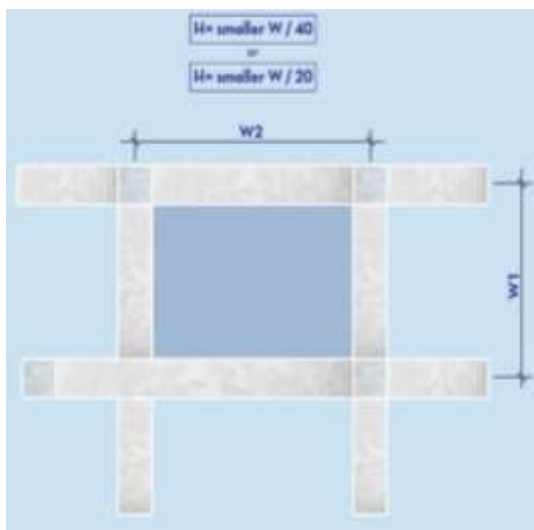
por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento”. Lo antes mencionado hace referencia a la irregularidad de discontinuidad en los sistemas resistentes, pero para que exista discontinuidad extrema mencionan que se diferencia del anterior, cuando el elemento exceda el 25% de la fuerza cortante total.

2.2.7. El Eurocódigo y las técnicas de predimensionamiento

- Losas:

La luz libre de las losas, están determinados por las vigas que normalmente definen el perímetro. La única dimensión que no se sabe acerca de la losa es su altura h . El espesor de la losa se obtiene de acuerdo con la relación entre la luz y la profundidad efectiva. Si el espesor de la losa se diseña con este método, la losa se considera adecuada para evitar problemas de deflexión en circunstancias normales. Para el cálculo se utiliza la longitud más crítica.

Ilustración 38 Predimensionamiento de losa



- Losa maciza:

$$H = \frac{W}{40}$$

- Losa aligerada:

$$H = \frac{W}{20}$$

Donde:

H = Espesor de losa

W = Longitud mayor de losa

Fuente: Learn to Pre-Dimension a Reinforced Concrete Structure, 2018. Souza.

[22] nos brinda otra técnica de predimensionamiento para losas de concreto armado basándose en normas norteamericanas.

$$d_s = \frac{l}{k_{c1} * k_{c2} * k_{c3} * \lambda_{d,tab}}$$

Donde:

d_s = Peralte efectivo de la sección transversal.

l = longitud de la losa.

k_{c1} = Coeficiente de la sección transversal (Para secciones rectangulares considerar 1 y para sección T considerar 0.8).

k_{c2} = Coeficiente del tramo (para $l \leq 7$ m $k_{c2} = 1.0$, en otros casos es $k_{c2} = 7/l$).

k_{c3} = Coeficiente de esfuerzo en refuerzo a tracción (considerar $k_{c3} = 1.1 - 1.3$).

$\lambda_{d,tab}$ = Ratio obtenido de tabla 2.

Tabla 2 Relación entre luz libre y profundidad de la losa

$\lambda_{d,tab}$ design span to depth ratio								
Structural system	Reinforcement ratio	Strength class						
		C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C40/50	C50/60
Simply supported beam, one-way or two-way spanning simply supported slab	0,5%	16,6	15,8	17,0	18,5	20,5	25,8	32,0
	1,5%	12,2	12,6	13,0	13,5	14,0	15,0	16,0
Cantilever	0,5%	5,8	6,3	6,8	7,4	8,0	10,3	12,8
	1,5%	4,9	5,0	5,2	5,4	5,6	6,0	6,4
Slab supported on columns without beams (flat slab, locally supported slab)	0,5%	17,5	19,0	20,4	22,2	24,0	30,9	38,4
	1,5%	14,6	15,1	15,6	16,2	16,8	18,0	19,2
End span of continuous beam or one-way continuous slab or two-way spanning slab continuous over one long side	0,5%	19,0	20,5	22,1	24,1	26,0	33,5	41,5
	1,5%	15,9	16,4	16,9	17,6	18,0	19,5	20,8
Interior span of continuous beam or one-way or two-way spanning continuous slab	0,5%	21,9	23,7	25,5	27,8	30,8	38,6	48,0
	1,5%	18,3	18,9	19,5	20,3	21,0	22,5	24,0

Fuente: Eurocode 2 : Design of concrete structures - Part 1-1 : General rules and rules for buildings. The European Union.

$$h_s = d_s + c + \frac{\emptyset}{2}$$

Donde:

h_s = Espesor de losa.

c = Recubrimiento de concreto.

\emptyset = Diámetro de la barra a utilizar.

El espesor de la losa calculado es conservador y este se va a corroborar ya con las cargas actuantes del proyecto.

[23] en su libro titulado “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” detalla los siguientes parámetros:

Tabla 3 Parámetros para losas

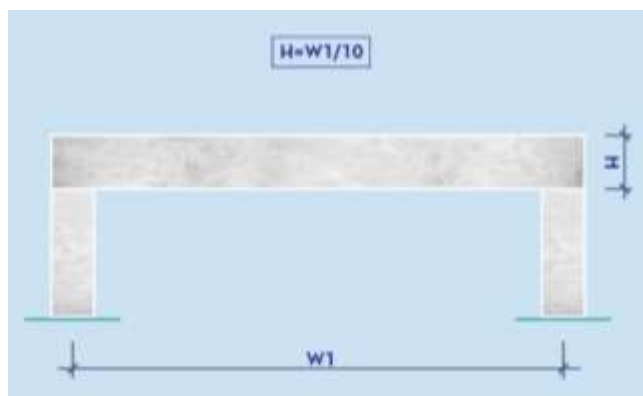
Tipo de losa	Parametros
Losa aligerada (una dirección)	h=17 cms. - luces menores de 4 mts.
	h=20 cms. - luces entre 4 y 5.5 mts.
	h=25 cms. - luces entre 5 y 6.5 mts.
	h=30 cms. - luces entre 6 y 7.5 mts.
Losa aligerada (dos direcciones)	h=25 cms. - luces entre 6.5 y 7.5 mts.
	h=30 cms. - luces entre 7 y 8.5 mts.
Losa maciza	h=12 - 13 cms. - luces menores o iguales a 4 mts.
	h=15 cms. - luces menores o iguales a 5.5 mts.
	h=20 cms. - luces menores o iguales a 6.5 mts.
	h=25 cms. - luces menores o iguales a 7.5 mts.

Fuente: Propia

- Vigas:

En vigas, lo que se conoce es su luz libre. De manera similar a los cálculos de losa, aún es necesario determinar la altura preliminar h de las vigas. Para las vigas simplemente apoyadas se puede predimensionar dividiendo la luz libre entre 10, teniendo como resultado un h preliminar. En caso de vigas continuas, se divide la luz libre mayor de los tramos entre 12. Finalmente, para vigas en voladizo se dividirá la luz libre entre 5, se recomienda que todos estos resultados obtenidos se redondeen a múltiplos de 5 (superior).

Ilustración 39 Predimensionamiento de una viga simplemente apoyada



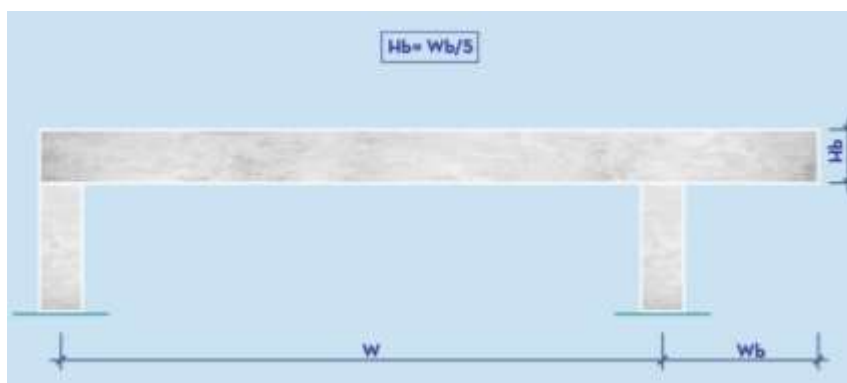
Fuente: Learn to Pre-Dimension a Reinforced Concrete Structure, 2018. Souza.

Ilustración 40 Predimensionamiento de una viga continua



Fuente: Learn to Pre-Dimension a Reinforced Concrete Structure, 2018. Souza.

Ilustración 41 Predimensionamiento de una viga en voladizo



Fuente: Learn to Pre-Dimension a Reinforced Concrete Structure, 2018. Souza.

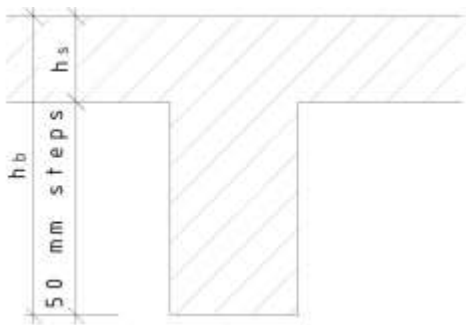
[22] nos brinda otra técnica de predimensionamiento para vigas de concreto armado basándose en normas norteamericanas.

Ilustración 42 Sección de viga

$$h_b = \frac{2}{3} * l_b$$

$$w_b = \frac{2}{3} * h_b$$

Donde:



Fuente: Preliminary design of concrete structures. Novák.

l_b = Tramo de la viga.

h_b = Peralte de la sección transversal.

w_b = Base de la viga.

Posteriormente se debe de comprobar la sección para la carga actuante (momento flector y fuerza cortante).

Momento flector:

$$d_b = h_b - c - \phi_{sw} - \frac{\phi}{2}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed,max}}{w_b * d_b^2 * f_{cd}}$$

Para el valor μ se debe usar la tabla 4 para determinar el coeficiente ξ .

Donde:

ϕ = Diámetro asumido de barra longitudinal.

ϕ_{sw} = Diámetro asumido de barra transversal.

f_{cd} = Valor de diseño de la resistencia a compresión del concreto (depende de la clase de concreto).

Para diseñar una viga rentable y eficiente, la norma norteamericana recomienda valores del coeficiente ξ entre 0.15 – 0.40.

Fuerza cortante:

$$V_{Rd,max} = v * f_{cd} * w_b * \zeta * d_b * \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}$$

$$v = 0.6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

$$V_{Ed,max} \leq V_{Rd,max}; \text{ caso contrario se debera cambiar dimensiones}$$

Donde:

$V_{Rd,max}$ = Valor de fuerza cortante que soporta la sección.

ζ = Coeficiente de tabla 4

$\cot \theta$ = Cotangente del ángulo entre la parte externa de compresión y el eje perpendicular a la fuerza cortante, usar entre 1.2-1.5.

f_{ck} = Valor característico de la resistencia a compresión del concreto (depende de la clase de concreto).

Tabla 4 Coeficientes para predimensionamiento

μ	ω	ξ	ζ	ϵ_{s1}	ϵ_c	ϵ_{s2} pro d/d			
						0,05	0,1	0,15	0,2
0,010	0,0101	0,013	0,995	275,093	-3,500	10,430	24,359	38,289	52,219
0,020	0,0202	0,025	0,990	135,086	-3,500	3,429	10,359	17,288	24,217
0,030	0,0305	0,038	0,985	86,412	-3,500	1,096	5,691	10,287	14,882
0,040	0,0408	0,051	0,980	65,071	-3,500	-0,071	3,357	6,796	10,214
0,050	0,0513	0,064	0,974	51,063	-3,500	-0,772	1,956	4,684	7,413
0,060	0,0619	0,077	0,969	41,722	-3,500	-1,239	1,022	3,283	5,644
0,070	0,0726	0,091	0,964	35,047	-3,500	-1,573	0,365	2,592	4,209
0,080	0,0835	0,104	0,958	30,039	-3,500	-1,823	-0,146	1,531	3,208
0,090	0,0945	0,118	0,953	26,142	-3,500	-2,016	-0,536	0,946	2,428
0,100	0,1056	0,132	0,947	23,022	-3,500	-2,174	-0,848	0,478	1,804
0,110	0,117	0,146	0,942	20,468	-3,500	-2,302	-1,103	0,095	1,294
0,120	0,128	0,160	0,936	18,337	-3,500	-2,408	-1,316	-0,224	0,867
0,130	0,140	0,175	0,930	16,533	-3,500	-2,498	-1,497	-0,495	0,507
0,140	0,151	0,189	0,924	14,985	-3,500	-2,576	-1,651	-0,727	0,197
0,150	0,163	0,204	0,918	13,642	-3,500	-2,643	-1,786	-0,929	-0,072
0,160	0,175	0,219	0,912	12,465	-3,500	-2,702	-1,903	-1,105	-0,307
0,170	0,188	0,234	0,906	11,426	-3,500	-2,754	-2,007	-1,261	-0,515
0,180	0,200	0,250	0,900	10,500	-3,500	-2,800	-2,100	-1,400	-0,700
0,190	0,213	0,266	0,894	9,670	-3,500	-2,841	-2,183	-1,524	-0,866
0,200	0,225	0,282	0,887	8,922	-3,500	-2,879	-2,258	-1,637	-1,016
0,210	0,238	0,298	0,881	8,244	-3,500	-2,913	-2,326	-1,738	-1,151
0,220	0,252	0,315	0,874	7,626	-3,500	-2,944	-2,387	-1,831	-1,275
0,230	0,265	0,331	0,867	7,060	-3,500	-2,972	-2,444	-1,916	-1,388
0,240	0,279	0,349	0,861	6,540	-3,500	-2,998	-2,496	-1,994	-1,492
0,250	0,293	0,366	0,854	6,060	-3,500	-3,022	-2,544	-2,066	-1,588
0,260	0,307	0,384	0,846	5,615	-3,500	-3,044	-2,588	-2,133	-1,677
0,270	0,322	0,402	0,839	5,202	-3,500	-3,065	-2,630	-2,195	-1,760
0,280	0,337	0,421	0,832	4,817	-3,500	-3,084	-2,668	-2,253	-1,837
0,290	0,352	0,440	0,824	4,456	-3,500	-3,102	-2,704	-2,307	-1,909
0,300	0,368	0,459	0,816	4,118	-3,500	-3,119	-2,738	-2,357	-1,976
0,310	0,384	0,479	0,808	3,800	-3,500	-3,135	-2,770	-2,405	-2,040
0,320	0,400	0,500	0,800	3,500	-3,500	-3,150	-2,800	-2,450	-2,100
0,330	0,417	0,521	0,792	3,216	-3,500	-3,164	-2,828	-2,493	-2,157
0,340	0,434	0,543	0,783	2,947	-3,500	-3,178	-2,855	-2,533	-2,211
0,350	0,452	0,565	0,774	2,691	-3,500	-3,190	-2,881	-2,571	-2,262
0,360	0,471	0,589	0,765	2,447	-3,500	-3,203	-2,905	-2,608	-2,311
0,370	0,490	0,613	0,755	2,213	-3,500	-3,214	-2,929	-2,643	-2,357
0,380	0,510	0,638	0,745	1,989	-3,500	-3,226	-2,951	-2,677	-2,402
0,390	0,531	0,664	0,735	1,773	-3,500	-3,236	-2,973	-2,709	-2,445
0,400	0,553	0,691	0,724	1,565	-3,500	-3,247	-2,993	-2,740	-2,487
0,410	0,576	0,720	0,712	1,363	-3,500	-3,257	-3,014	-2,770	-2,527
0,420	0,600	0,750	0,700	1,167	-3,500	-3,267	-3,033	-2,800	-2,567
0,430	0,626	0,782	0,687	0,974	-3,500	-3,276	-3,053	-2,829	-2,605
0,440	0,654	0,817	0,673	0,784	-3,500	-3,286	-3,072	-2,857	-2,643
0,450	0,684	0,855	0,658	0,595	-3,500	-3,295	-3,091	-2,886	-2,681
0,460	0,717	0,896	0,641	0,404	-3,500	-3,305	-3,110	-2,914	-2,719
0,470	0,755	0,944	0,622	0,208	-3,500	-3,315	-3,129	-2,944	-2,758
0,480	0,800	1,000	0,600	0,000	-3,500	-3,325	-3,150	-2,975	-2,800
0,490	0,859	1,073	0,571	-0,239	-3,500	-3,337	-3,174	-3,011	-2,848

Fuente: Preliminary design of concrete structures. Novák.

[23] en su libro titulado “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” detalla que para vigas se predimensiona normalmente con 1/10 o 1/12. A continuación se muestra medidas usuales en vigas.

Tabla 5 Parámetros para vigas

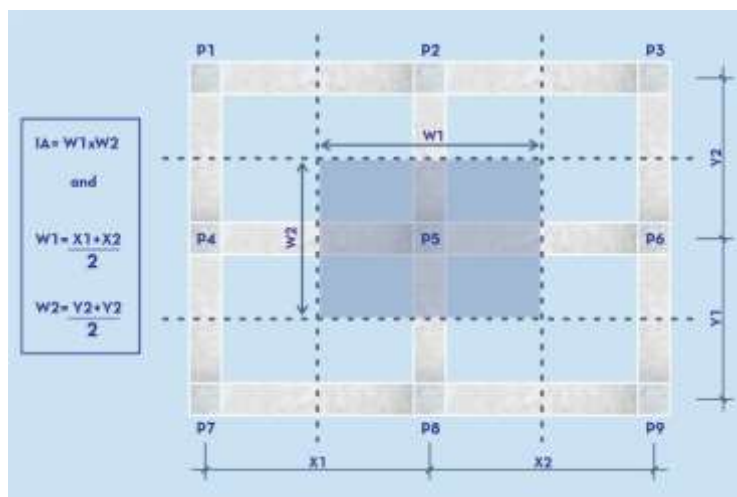
Longitud de viga	Sección recomendada
$L \leq 5.5$ mts.	25x50, 30x50
$L \leq 6.5$ mts.	25x60, 30x60, 40x60
$L \leq 7.5$ mts.	25x70, 30x70, 40x70, 50x70
$L \leq 8.5$ mts.	30x75, 40x75, 30x80, 40x80
$L \leq 9.5$ mts.	30x85, 30x90, 40x85, 40x90

Fuente: Propia

- Columnas:

En el caso de las columnas solo se conoce la altura, por lo que es necesario determinar el área de la sección transversal. Se recomienda que la dimensión más grande de la sección transversal no sea mucho mayor que el doble de la dimensión más pequeña: $B \leq 2A$. La carga de una columna cambia en cada piso y se puede estimar usando áreas tributarias, que se determina por la mitad de la distancia entre columnas. La carga se ira acumulando en los pisos inferiores, por lo que cuanto más bajo se ubique la columna, mayor será el área de su sección transversal (sin tener en cuenta flexo compresión), sin mencionar el uso del edificio. Para el predimensionamiento se tiene en cuenta el $f'c$ utilizado (se recomiendo un $f'c$ por debajo del que se va a utilizar con el fin de que salgan columnas con mayor sección).

Ilustración 43 Predimensionamiento de columna



Fuente: Learn to Pre-Dimension a Reinforced Concrete Structure, 2018. Souza.

[22] nos brinda otra técnica de predimensionamiento para columnas de concreto armado basándose en normas norteamericanas.

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = 0.8 * A_c * f_{cd} + A_s * \sigma_s$$

$$N_{Ed} \leq 0.8 * A_c * f_{cd} + \rho * A_c * \sigma_s$$

$$N_{Ed} \leq A_c * (0.8 * f_{cd} + \rho * \sigma_s)$$

$$\frac{N_{Ed}}{(0.8 * f_{cd} + \rho * \sigma_s)} \leq A_c$$

Donde:

N_{Ed} = Carga actuante en la columna.

A_c = Área total de la columna.

A_s = Área neta de refuerzo.

ρ = Ratio de refuerzo (Usar 1% - 3%).

σ_s = Esfuerzo en el refuerzo (Usar 400 MPa).

[23] en su libro titulado “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” detalla que para columnas depende de las siguientes condiciones.

Tabla 6 Parámetros para columnas

Condición	Parámetro
Para edificios que la resistencia y rigidez este controlada por muros.	$A_c = \frac{P(\text{servicio})}{0.45 f'c}$
Para el caso anterior, columnas exteriores.	$A_c = \frac{P(\text{servicio})}{0.35 f'c}$
Para edificaciones aporticadas (vigas con luces menores a 7 mts.)	Entre 1000 a 2000 cm ²
Para edificaciones aporticadas (vigas con luces mayores a 7 mts.)	Columa exterior= 0.7-0.8 del peralte de viga principal

Fuente: Propia

En [24] detalla que la estructura debe cumplir su vida útil prevista, para ello se estructurara de manera que cumpla ciertos grados de fiabilidad y ciertos parámetros económicos. Se sabe que una estructura debe de cumplir con una adecuada resistencia estructural que cumpla con los parámetros de la norma analizada, durabilidad y utilidad. Esto se logra con materiales aptos según tipo de proyecto, por diseño y detalles apropiados y con el control de diseño, ejecución y mantenimiento de la obra. Entonces lo antes mencionado se debe tomar como un criterio de dimensionamiento preliminar y no plasmarlo en la estructura final. Ya que, para llegar a esta conclusión, se necesita ayuda de modelos matemáticos, software, cálculos estructurales, conocimiento y criterio del profesional.

2.2.8. Modelos para análisis

2.2.9.1. Análisis Sísmico estático

El método de análisis estático o también llamado de fuerzas estáticas equivalente es un método elegido por simplicidad en el cálculo aplicado al diseño sísmico, este reemplaza la fuerza sísmica lateral por una fuerza estática horizontal que afecta en ambas direcciones de análisis de la edificación y variará respecto a la altura de la estructura. Este conjunto de fuerzas actúa directamente en el centro de masas de cada entrepiso de la edificación. En la norma E.030 2006 detalla que este método se podrá utilizar en estructuras regulares y de baja altura (no más de 45 metros), en cambio en la norma E.030 2018 afirma que se puede utilizar este análisis siempre y cuando, las estructuras sean regulares indiferentemente del lugar de donde se encuentren, mientras que para las estructuras irregulares solo se permitirán en la zona sísmica 1. Para ambos casos la altura máxima permitida es de 30 metros, sin embargo, en las estructuras de muros portantes de concreto armado y de albañilería confinada, no deberá exceder en 15 metros de altura.

- Fuerza cortante en la base

La fuerza cortante en la base será determinada con la siguiente expresión:

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

El valor C/R no tiene que ser mayor que

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

2.2.9.2. Análisis Dinámico Modal Espectral

La dinámica estructural busca la respuesta de las estructuras sometidas a cargas variables a través del tiempo. Actualmente, se dispone de varios métodos de solución de las ecuaciones dinámicas. El método dinámico consiste en determinar todas las posibles respuestas que pueda tener una estructura a partir de las deformaciones de sus modos y sus respectivas frecuencias. Mediante métodos de combinación entre los modos, que en algunos casos son una especie de promedio ponderado, se obtiene una respuesta final según la cual los modos tendrán un factor de participación en relación directa con la masa y con la dirección del sismo al que se sometan. Respecto a los modos vibración según [21] se consideran “aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total, pero se toma en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis”. Este método se puede emplear para cualquier tipo de estructura.

Respecto a la fuerza cortante mínima en ambas normas detallan que es estructuras regulares no debe ser menor que el 80% y para estructura irregulares, este valor deberá exceder el 90%. Si es necesario escalar los valores para alcanzar el cortante normado se realizarán sin incluir los valores del desplazamiento. Cabe recalcar que para la excentricidad accidental se tomara el valor de 0.05 veces la dimensión de la estructura en la dirección opuesta a la dirección de análisis.

2.2.9.3. Análisis dinámico tiempo – historia

La norma e.030 detalla que este procedimiento se desarrolla complementariamente al análisis estático y análisis dinámico modal espectral. Para este tipo de análisis se considera un “modelo matemático de la estructura que considere directamente el comportamiento histórico de los elementos” [21] y se determinara la capacidad de disipación de energía de los elementos. Para esto se requiere de un mínimo de 3 registros de acelerograma con las dos componentes ortogonales, además de escalar el registro al espectro de diseño $R=1$.

2.2.9. Reforzamiento estructural

Las estructuras se llevan a cabo para que completen su vida útil, cumpliendo con las condiciones de servicio y resistencia, considerando los aspectos de capacidad estructural en el diseño, construcción, mantenimiento y operación.

La necesidad de un reforzamiento estructural se basa en diferentes factores, como diseños

inadecuados, errores en el proceso constructivo, daños estructurales ocasionados por sismo o asentamientos, actualización a nuevos reglamentos o normas, entre otros. Al presentar uno de estos factores es necesario aplicar algún tipo de reforzamiento con la finalidad de que la estructura garantice una buena capacidad ante las cargas de gravedad y adecuada respuesta ante un evento geológico.

2.2.10.1. Filosofía desarrollada para el tratamiento de edificios existentes

Los códigos de construcción contienen desde hace mucho tiempo disposiciones para actualizar las características de seguridad de los edificios si la ocupación aumenta significativamente en número o nivel de peligro (transformación de un almacén en espacio de oficinas, por ejemplo). Ya a mediados de la década de 1960, este concepto comenzó a aplicarse a los sistemas sísmicos. Muchos edificios más antiguos contenían sistemas estructurales completos que ya no estaban permitidos en códigos internacionales y rápidamente se hizo evidente que estos componentes no se podían quitar y era poco práctico y antieconómico reemplazar todos edificios más antiguos. Por lo tanto, el "nuevo" código no se podía aplicar directamente a los edificios más antiguos y se necesitaban criterios especiales para permitir la reutilización adaptativa y, al mismo tiempo, satisfacer la necesidad de proteger la seguridad de la vida de los ocupantes. En algunos casos, se instaló un sistema lateral completamente nuevo y que cumplía con el código, dejando en su lugar la construcción existente, ahora prohibida. Este procedimiento resultó muy costoso y perturbó el edificio y se pensó que desalienta tanto la seguridad sísmica mejorada como la remodelación general.

Se desarrolló rápidamente una filosofía que sugiere que los edificios existentes se traten de manera diferente a los edificios nuevos con respecto a los requisitos sísmicos. Primero, los sistemas y materiales arcaicos tendrían que ser reconocidos e incorporados en la respuesta sísmica esperada, y segundo, debido al costo y la interrupción, los niveles de fuerza de diseño sísmico podrían ser menores. Los niveles de fuerza más pequeños se racionalizaron para proporcionar una mínima seguridad de vida, pero no el control de daños de los nuevos edificios, un concepto técnicamente controvertido y no probado, pero popular. Los edificios comúnmente existentes se diseñaron luego al 75% de los valores de los edificios nuevos, un factor que todavía se puede encontrar, ya sea de forma abierta u oculta, en muchos códigos y normas actuales para edificios existentes.

2.2.10.2. Progresión de los conceptos sísmicos estructurales

La progresión de los sistemas sísmicos seleccionados por los ingenieros estructurales ha resultado de tres factores:

- Estudio de terremotos pasados:

Aprendiendo del desempeño de terremotos pasados: se siguen utilizando sistemas estructurales sísmicos exitosos; los sistemas fallidos finalmente se abandonan. Con frecuencia surgen nuevas y mejores ideas de los daños observados por terremotos.

- Datos de investigación:

Con frecuencia, los ingenieros de diseño y los laboratorios de investigación universitarios desarrollan conjuntamente nuevas ideas para conceptos estructurales. Estos sistemas se prueban físicamente y se estudian analíticamente.

- Códigos de construcción:

Finalmente, los sistemas estructurales, que se enumeran en los códigos de construcción, eventualmente son utilizados por muchos ingenieros como "aprobados". El problema con los conceptos de código, en estos tiempos de sistemas que cambian rápidamente, es que los códigos se crean entre 5 y 10 años después de que se desarrollan las nuevas ideas, por lo que los códigos pueden no ser actuales o estar a la vanguardia del nuevo pensamiento; Los códigos demasiado específicos pueden tender a sofocar y retrasar las nuevas ideas.

2.2.10. Métodos de reforzamiento estructural

- ADICIÓN DE MUROS DE CORTANTES:

Este método empleado es muy usual cuando se le quiere adicionar a la estructura resistencia y rigidez. Las consideraciones que se deben tener en cuenta es que si las columnas existentes son lo suficientemente fuertes para funcionar como elementos de borde, así como las vigas para ser tomadas en cuenta como acoplamiento. Así mismo este método se utiliza para eliminar rigideces excéntricas y aumentar la capacidad de carga. Federal Emergency Management Agency [25] se plantea lo siguiente:

- El muro puede ser metido dentro del plano del pórtico de concreto existente.
- El muro puede ser metido como un elemento vertical continuo unido a los pórticos

existentes.

- El muro puede ser medido como un elemento vertical independiente separado de los pórticos.

Este método se emplea cuando se presenta irregularidades en como torsión extrema, discontinuidad de muros, entre otros.

- **ENCAMISADO CON CONCRETO REFORZADO**

Esta técnica de reforzamiento a elementos existentes esta encaminada a mejorar la capacidad a cortante, flexión y axial, así como mejorar la rigidez y resistencia de toda la estructura. Para que haya una buena adherencia entre el concreto existente y el concreto nuevo se debe aplicar algún tipo de aditivo en la superficie para no tener problemas posteriores como contracciones volumétricas durante el proceso de fraguado.

A pesar de que es un método tradicional Acuña & Forero [26] demuestra que la “capacidad a flexión de los pórticos aumenta cuando se logra implementar la técnica del revestimiento tanto en concreto como en acero, ya que, se provee nuevo refuerzo longitudinal y lateral”.

- **ENCAMISADO CON ELEMENTOS METÁLICOS**

Acuña & Forero [26] Afirma que “Esta técnica también es capaz de devolver o restaurar la rigidez inicial de una columna afectada por fuerzas externas”. Podemos considerar a la fuerza externa como el evento sísmico ya que las columnas son propensas a fallar por cortante. Así como el encamisado de concreto, este método aporta rigidez y resistencia de toda la estructura, asimismo mejora la capacidad a cortante, flexión y axial del elemento. Una diferencia con el encamisado de concreto se encuentra en el proceso constructivo.

Federal Emergency Management Agency [25] debemos tener en cuenta que la superficie de concreto sobre la cual será instalada el encamisado de acero, este libre de cualquier contaminación, esta limpieza se realiza con el propósito de aumentar y asegurar adherencia y además los espacios libres que queden entre el concreto y el acero debe ser rellenado con material epóxico.

- **ADICIÓN DE MARCOS DE ACERO**

Federal Emergency Management Agency [25] afirma que “Esta técnica está orientada a

mejorar la capacidad global a cortante, así como la capacidad lateral al desplazamiento, esta última ligada fuertemente a la rigidez global”.

La conexión de tirantes de acero en forma diagonal conectados a un marco de acero adherido a una estructura aporricada de concreto, agrega resistencia y rigidez a la edificación. Los tirantes de acero pueden ubicarse dentro del marco en forma concéntrica u excéntrica. El uso de marcos con tirantes de acero sirve para mantener las derivas dentro de los parámetros que manda la norma sísmica, esto se logra mediante el modelamiento que incluye tanto la rigidez del marco de acero, los tirantes y el sistema aporricado.

- **CONTRAVIENTOS DE ACERO**

Este tipo de reforzamiento es empleado para reducir el desplazamiento lateral de la estructura, así como aumentar la resistencia de la misma. Su diseño se basa en la correcta transmisión de fuerzas entre las diagonales de acero y la estructura de concreto reforzado. Mediante diversos análisis realizados sobre las características de las diagonales de acero, se ha podido establecer la disposición que mejor desenvuelve la capacidad de respuesta, siendo esta en forma de “X” [25].

- **MATERIALES COMPUESTOS POLÍMEROS REFORZADOS CON FIBRA**

También conocidos como Polímeros Reforzados con Fibra, en elementos sirve para aumentar la capacidad a cortante y flexión y en la estructura llega a aumentar la resistencia y la ductilidad. Este método es muy empleado ya que no modifica estéticamente la estructura y además es un material muy liviano. Este material se compone de dos elementos, uno de ellos es la resina que vendría a ser el polímero, y el otro material sería la fibra que puede ser de carbono, vidrio y orgánicas. Según investigaciones la fibra de carbono es la que mejor se comporta estructuralmente, ya que posee buenas características mecánicas y químicas. Con la unión de estos materiales se consigue un nuevo elemento con mayor capacidad estructural a comparación de que cada material trabaje por sí solo.

- **DISIPADORES DE ENERGÍA**

Los aisladores de base, situados sobre la cimentación de la edificación, separan parcialmente la estructura del edificio de los factores de aceleración procedentes del suelo mejorando la respuesta de estructura, añadiéndole notablemente ductilidad y por lo tanto causando una menor

demanda en cada uno de los elementos estructurales.

2.2.11. Normas legales

2.2.12.1. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, “Norma E.020 Cargas”, Lima, Perú., 2006.

Según [27] “Las edificaciones y todas sus partes deberán ser capaces de resistir las cargas que se les imponga como consecuencia de su uso previsto. Estas actuarán en las combinaciones prescritas y no deben causar esfuerzos ni deformaciones que excedan los señalados para cada material estructural en su norma de diseño específica. En ningún caso las cargas empleadas en el diseño serán menores que los valores mínimos establecidos en esta Norma. Las cargas mínimas establecidas en esta Norma están dadas en condiciones de servicio. Esta Norma se complementa con la NTE E.030 Diseño Sismorresistente y con las Normas propias de diseño de los diversos materiales estructurales”.

2.2.12.2. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, “Norma E.030 Diseño Sismorresistente”, Lima, Perú. 2018.

Según [21] “Esta Norma establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas tengan un comportamiento sísmico acorde. Se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, al reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resultaran dañadas por la acción de los sismos. El empleo de sistemas estructurales diferentes a los indicados en esta norma deberá ser aprobado por el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, y demostrar que la alternativa propuesta produce adecuados resultados de rigidez, resistencia sísmica y ductilidad. Para estructuras tales como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas y todas aquellas cuyo comportamiento sísmico difiera del de las edificaciones, se podrá usar esta Norma en lo que sea aplicable. Además de lo indicado en esta Norma, se deberá tomar medidas de prevención contra los desastres que puedan producirse como consecuencia del movimiento sísmico: tsunamis, fuego, fuga de materiales peligrosos, deslizamiento masivo de tierras u otros”.

2.2.12.3. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, “Norma E.060 Concreto Armado”, Lima, Perú. 2009.

Según [28] “Esta Norma fija los requisitos y exigencias mínimas para el análisis, el diseño, los materiales, la construcción, el control de calidad y la supervisión de estructuras de concreto

armado, presforzado y simple. Los planos y las especificaciones técnicas del proyecto estructural deberán cumplir con esta Norma. Lo establecido en esta Norma tiene prioridad cuando está en discrepancia con otras normas a las que ella hace referencia”

III. MATERIALES Y METODOS

3.1. TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN

Por el tipo de investigación, el presente proyecto de tesis se clasifica en:

- Aplicativa, porque se plantea el reforzamiento de la estructura existente para poder cumplir con las exigencias requeridas por la norma e.030 2018.

Por el nivel de investigación, el presente proyecto de tesis se clasifica en:

- Correlacional, porque hay una relación entre el reforzamiento y el análisis sísmico de la edificación considerada. Reforzando se mejorará la respuesta sísmica del edificio.

3.2. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

Por el diseño de la investigación, el presente proyecto de tesis se clasifica en:

- Cuasiexperimental, porque se tendrá una muestra de control (modelado del edificio existente) y una muestra experimental (modelado del edificio reforzado).

3.3. POBLACIÓN, MUESTRA Y MUESTREO

Población: La población para esta investigación se encuentra conformada por las edificaciones en Chiclayo que han sido diseñadas la normatividad sismorresistente E030 2006.

Muestra: La muestra está conformada por una edificación de nueve niveles diseñada con la norma E.030 2006, siendo esta el edificio multifamiliar Residencial Mozart ubicada en la ciudad de Chiclayo, Provincia de Chiclayo, Departamento de Lambayeque, Perú.

La muestra es del tipo no probalística debido a que la elección dependió del criterio personal del investigador.

3.4. CRITERIOS DE SELECCIÓN

La edificación en estudio se escogió por la arquitectura y forma del edificio, ya que este presenta distintas irregularidades, en planta y altura, lo que permite abarcar la mayoría de los parámetros de la norma e.030. Además, se seleccionó por la diferencia que existe en los parámetros sísmicos de la norma con la que fue diseñada con respecto a la norma vigente.

3.5. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

- Variable independiente:
 - Análisis sísmico de la edificación considerada.
- Variable dependiente:
 - Tipo de reforzamiento estructural.

Tabla 7 Cuadro de operacionalización de variables

Variables	Tipo de variable	Dimensiones	Indicadores	Instrumentos
Análisis sísmico de la edificación considerada	Independiente	Parámetros sísmicos	Zonificación	Norma técnica
			Perfiles de Suelo	Norma técnica
			Factor de amplificación sísmica	Norma técnica
			Categoría de la edificación	Norma técnica
			Coefficiente de reducción	Norma técnica
		Respuesta sísmica	Análisis estático	Cortante Basal
			Análisis dinámico	Cortante Basal
Tipo de reforzamiento estructural	Dependiente	Metodo de reforzamiento	Desplazamientos laterales	Resultado de investigación
			Deformaciones	Resultado de investigación
			Irregularidades en planta	Resultado de investigación
			Irregularidades en altura	Resultado de investigación
			Esfuerzos	Resultado de investigación

Fuente: Propia

3.6. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

Tabla 8 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

TÉCNICAS	INSTRUMENTOS
Recopilación de información	Memoria descriptiva del proyecto
	Planos del proyecto
Análisis de documentos	Libros, artículos científicos y tesis
Evaluación	Sap2000 y Normas

Fuente: Propia

3.7. PROCEDIMIENTOS

Para la demostración de la hipótesis, los pasos que se realizarán serán los siguientes:

1. Recopilación de información bibliográfica.
2. Análisis de la información obtenida y del expediente técnico.
3. Revisión de normas nacionales e internacionales. Norma de Diseño Sismorresistente E.030 2006 y E.030 2018, ASCE 7 - 16.
4. Análisis de los parámetros del estudio de suelos del proyecto.
5. Creación de un Excel con los parámetros de la Norma E.030 2006 y E.030 2018 con la finalidad de obtener la cortante basal e irregularidades.
6. Modelamiento del sistema estructural aplicando el software SAP2000 teniendo en cuenta los parámetros del suelo, cargas según la norma y propiedades de cada elemento según lo detalla los planos estructurales.
7. Introducir los parámetros sísmicos de la Norma E.030 2006 y de la Norma E.030 2018.
8. Análisis sísmico estático y dinámico de la estructura con el objetivo de calcular desplazamientos laterales e irregularidades en planta y altura.
9. Se analizarán los resultados y se propondrá un tipo de reforzamiento estructural.
10. Modelamiento del sistema estructural con el tipo de reforzamiento estructural. Esta será completamente detallada en planos y especificaciones técnicas.
11. Análisis sísmico estático y dinámico de la estructura con el objetivo de calcular distorsiones de entrepiso y derivas.
12. Comparación en los resultados del sistema estructural sin reforzamiento y con añadidura de este; a partir de desplazamientos laterales y distorsiones de entrepiso.
13. Comparar el impacto del rediseño en el planteamiento arquitectónico inicial.
14. Desarrollar el dibujo de los planos detallando las especificaciones técnicas del tipo de reforzamiento escogido.

3.8. PLAN DE PROCESAMIENTO DE DATOS

FASE I

- Recopilación de información.
- Análisis de la información obtenida.
- Revisión de normas nacionales e internacionales.

- Análisis de los parámetros del suelo con la E.050.
- Digitalización del plano general (grillas) para exportar al programa estructural.
- Elaboración de hojas de cálculo para parámetros sísmicos.
- Modelamiento del edificio en estudio conforme manda el plano estructural.

FASE II

- Análisis sísmico estático, dinámico con la norma de diseño sismorresistente.
- Discusión de resultados provenientes del análisis sísmico.
- Propuesta de un tipo de reforzamiento estructural si el análisis lo amerita.
- Modelamiento de la estructura en estudio con reforzamiento.
- Análisis sísmico estático y dinámico con el edificio reforzado.

FASE III

- Análisis de los datos obtenidos del programa y comparación de resultados.
- Dibujo y detallado de planos finales.
- Elaboración de conclusiones y recomendaciones.

FASE IV

- Redacción de informe final.
- Presentación y sustentación final de tesis.

Para el analizar la estructura y su posterior reforzamiento, se tomará como referencia la E.030 del año 2006 y del año 2018. Es por ello que se comenzará con el capítulo de peligro sísmico. El sismo se logra medir a través de un espectro de respuesta modal, para ello se necesitan los siguientes factores:



Factor de Zona “Z”: “La aceleración máxima horizontal en el suelo rígido con una probabilidad de excederse el 10% en 50 años”.

Categoría de la Edificación “U”: Factor de uso o importancia

Factor de Amplificación Sísmica “C”: Indica la relación de la aceleración de la estructura respecto a la del suelo.

Factor de Suelo “S”: Se incluye los parámetros de sitio donde se encuentra la estructura.

Tabla 9 Factores para espectro de la E.030 2006 y 2018

	E.030 2006	E.030 2018																																																																					
Zonificación	 <table border="1"> <caption>Tabla N°1 FACTORES DE ZONA</caption> <thead> <tr> <th>ZONA</th> <th>Z</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>3</td> <td>0,4</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>0,3</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>0,15</td> </tr> </tbody> </table>	ZONA	Z	3	0,4	2	0,3	1	0,15	 <table border="1"> <caption>Tabla N°1 FACTORES DE ZONA "Z"</caption> <thead> <tr> <th>ZONA</th> <th>Z</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>4</td> <td>0,45</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>0,35</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>0,25</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>0,10</td> </tr> </tbody> </table>	ZONA	Z	4	0,45	3	0,35	2	0,25	1	0,10																																																			
ZONA	Z																																																																						
3	0,4																																																																						
2	0,3																																																																						
1	0,15																																																																						
ZONA	Z																																																																						
4	0,45																																																																						
3	0,35																																																																						
2	0,25																																																																						
1	0,10																																																																						
Condiciones geotécnicas	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Tipo</th> <th>Descripción</th> <th>Tp(S)</th> <th>S</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>S1</td> <td>Roca o suelos muy rígidos</td> <td>0,4</td> <td>1,0</td> </tr> <tr> <td>S2</td> <td>Suelos intermedios</td> <td>0,6</td> <td>1,2</td> </tr> <tr> <td>S3</td> <td>Suelos flexibles o con estratos de gran espesor</td> <td>0,9</td> <td>1,4</td> </tr> <tr> <td>S4</td> <td>Condiciones excepcionales</td> <td>*</td> <td>*</td> </tr> </tbody> </table>	Tipo	Descripción	Tp(S)	S	S1	Roca o suelos muy rígidos	0,4	1,0	S2	Suelos intermedios	0,6	1,2	S3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0,9	1,4	S4	Condiciones excepcionales	*	*	<table border="1"> <caption>Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"</caption> <thead> <tr> <th>ZONA</th> <th>SUELO</th> <th>S₁</th> <th>S₂</th> <th>S₃</th> <th>S₄</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Z₁</td> <td></td> <td>0,80</td> <td>1,00</td> <td>1,05</td> <td>1,10</td> </tr> <tr> <td>Z₂</td> <td></td> <td>0,80</td> <td>1,00</td> <td>1,15</td> <td>1,20</td> </tr> <tr> <td>Z₃</td> <td></td> <td>0,80</td> <td>1,00</td> <td>1,20</td> <td>1,40</td> </tr> <tr> <td>Z₄</td> <td></td> <td>0,80</td> <td>1,00</td> <td>1,80</td> <td>2,00</td> </tr> </tbody> </table> <table border="1"> <caption>Tabla N° 4 PERIODOS "T_p" Y "T_L"</caption> <thead> <tr> <th rowspan="2"></th> <th colspan="4">Perfil de suelo</th> </tr> <tr> <th>S0</th> <th>S1</th> <th>S2</th> <th>S3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>T_p (s)</td> <td>0,3</td> <td>0,4</td> <td>0,6</td> <td>1,0</td> </tr> <tr> <td>T_L (s)</td> <td>3,0</td> <td>2,5</td> <td>2,0</td> <td>1,6</td> </tr> </tbody> </table>	ZONA	SUELO	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	Z ₁		0,80	1,00	1,05	1,10	Z ₂		0,80	1,00	1,15	1,20	Z ₃		0,80	1,00	1,20	1,40	Z ₄		0,80	1,00	1,80	2,00		Perfil de suelo				S0	S1	S2	S3	T _p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0	T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6
Tipo	Descripción	Tp(S)	S																																																																				
S1	Roca o suelos muy rígidos	0,4	1,0																																																																				
S2	Suelos intermedios	0,6	1,2																																																																				
S3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0,9	1,4																																																																				
S4	Condiciones excepcionales	*	*																																																																				
ZONA	SUELO	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄																																																																		
Z ₁		0,80	1,00	1,05	1,10																																																																		
Z ₂		0,80	1,00	1,15	1,20																																																																		
Z ₃		0,80	1,00	1,20	1,40																																																																		
Z ₄		0,80	1,00	1,80	2,00																																																																		
	Perfil de suelo																																																																						
	S0	S1	S2	S3																																																																			
T _p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0																																																																			
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6																																																																			
Factor de amplificación sísmica	$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right); C \leq 2.5$	$T < T_p : C = 2.5$ $T_p < T < T_L : C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right)$ $T > T_L : C = 2.5 \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right)$																																																																					
Categoría de las edificaciones y factor "U"	<table border="1"> <caption>Tabla N° 3 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES</caption> <thead> <tr> <th>CATEGORÍA</th> <th>DESCRIPCIÓN</th> <th>FACTOR U</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>A Edificaciones Esenciales</td> <td>Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo, como hospitales, centrales de comunicaciones, cuarteles de bomberos y policía, subestaciones eléctricas, reservorios de agua. Centros educativos y edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. También se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, como grandes hornos, depósitos de materiales inflamables o tóxicos.</td> <td>1,5</td> </tr> <tr> <td>B Edificaciones Importantes</td> <td>Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas como teatros, estadios, centros comerciales, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos, bibliotecas y archivos especiales. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.</td> <td>1,3</td> </tr> <tr> <td>C Edificaciones Comunes</td> <td>Edificaciones comunes, cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia como viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes, etc.</td> <td>1,0</td> </tr> <tr> <td>D Edificaciones Menores</td> <td>Edificaciones cuyas fallas causan pérdidas de menor cuantía y normalmente la probabilidad de causar víctimas es baja, como cercos de menos de 1,50m de altura, depósitos temporales, pequeñas viviendas temporales y construcciones similares.</td> <td>(*)</td> </tr> </tbody> </table> <p>(*) En estas edificaciones, a criterio del proyectista, se podrá omitir el análisis por fuerzas sísmicas, pero deberá proveerse de la resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales.</p>	CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U	A Edificaciones Esenciales	Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo, como hospitales, centrales de comunicaciones, cuarteles de bomberos y policía, subestaciones eléctricas, reservorios de agua. Centros educativos y edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. También se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, como grandes hornos, depósitos de materiales inflamables o tóxicos.	1,5	B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas como teatros, estadios, centros comerciales, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos, bibliotecas y archivos especiales. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3	C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes, cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia como viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes, etc.	1,0	D Edificaciones Menores	Edificaciones cuyas fallas causan pérdidas de menor cuantía y normalmente la probabilidad de causar víctimas es baja, como cercos de menos de 1,50m de altura, depósitos temporales, pequeñas viviendas temporales y construcciones similares.	(*)	<table border="1"> <caption>Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"</caption> <thead> <tr> <th>CATEGORÍA</th> <th>DESCRIPCIÓN</th> <th>FACTOR U</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">A Edificaciones Esenciales</td> <td>A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.</td> <td>Ver nota 1</td> </tr> <tr> <td>A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, al funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.</td> <td>1,5</td> </tr> <tr> <td>B Edificaciones Importantes</td> <td>Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.</td> <td>1,3</td> </tr> <tr> <td>C Edificaciones Comunes</td> <td>Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.</td> <td>1,0</td> </tr> <tr> <td>D Edificaciones Temporales</td> <td>Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.</td> <td>Ver nota 2</td> </tr> </tbody> </table>	CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U	A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, al funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	1,5	B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3	C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0	D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2																																					
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U																																																																					
A Edificaciones Esenciales	Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo, como hospitales, centrales de comunicaciones, cuarteles de bomberos y policía, subestaciones eléctricas, reservorios de agua. Centros educativos y edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. También se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, como grandes hornos, depósitos de materiales inflamables o tóxicos.	1,5																																																																					
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas como teatros, estadios, centros comerciales, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos, bibliotecas y archivos especiales. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3																																																																					
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes, cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia como viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes, etc.	1,0																																																																					
D Edificaciones Menores	Edificaciones cuyas fallas causan pérdidas de menor cuantía y normalmente la probabilidad de causar víctimas es baja, como cercos de menos de 1,50m de altura, depósitos temporales, pequeñas viviendas temporales y construcciones similares.	(*)																																																																					
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U																																																																					
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1																																																																					
	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, al funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	1,5																																																																					
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3																																																																					
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0																																																																					
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2																																																																					

También es importante hallar el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmica, para ellos se debe de verificar las irregularidades en planta y altura del sistema, además de su coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas.

Tabla 10 Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas

	E.030 2006	E.030 2018
Coeficiente de reducción	Tabla N° 6 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
	Sistema Estructural	Coeficiente de Reducción, R Para estructuras regulares (*) (**)
	Acero	
	Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos.	9,5
	Otras estructuras de acero: Arriostres Excéntricos.	6,5
	Arriostres en Cruz.	6,0
	Concreto Armado	
	Pórticos ⁽¹⁾ .	8
	Dual ⁽²⁾ .	7
	De muros estructurales ⁽³⁾ Muros de ductilidad limitada ⁽⁴⁾ .	6 4
Albañilería Armada o Confinada ⁽⁵⁾ .	3	
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7	
	Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
	Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción R_d (*)
	Acero:	
	Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
	Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
	Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
	Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
	Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
	Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
	Concreto Armado:	
	Pórticos	8
	Dual	7
	De muros estructurales	6
	Muros de ductilidad limitada	4
	Albañilería Armada o Confinada	3
	Madera	7 (**)

Tabla 11 Irregularidades en planta y altura

	E.030 2006	E.030 2018
Irregularidades	IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	
	IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de irregularidad I_a
	Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	0.75
	Irregularidad de Masa o Peso	0.75
	Irregularidad Geométrica Vertical	0.75
	Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	0.75
	IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	
	IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de irregularidad I_p
	Irregularidad Torsional	0.75
	Irregularidad Torsional Extrema	0.75
	Esquinas Entrantes	0.75
	Discontinuidad del Diafragma	0.75
	IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	
	IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de irregularidad I_a
	Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	0.75
Irregularidades de Resistencia – Piso Débil	0.75	
Irregularidad Extrema de Rigidez	0.50	
Irregularidad Extrema de Resistencia	0.50	
Irregularidad de Masa o Peso	0.90	
Irregularidad Geométrica Vertical	0.90	
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	0.80	
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	0.60	
IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA		
IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de irregularidad I_p	
Irregularidad Torsional	0.75	
Irregularidad Torsional Extrema	0.60	
Esquinas Entrantes	0.90	
Discontinuidad del Diafragma	0.85	
Sistemas no Paralelos	0.90	

Para ambas normas, el coeficiente viene dado por la siguiente fórmula:

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

Donde R_0 viene a ser el coeficiente de reducción, I_a e I_p vienen a ser irregularidad de altura e irregularidad de planta respectivamente.

3.3.8.1. Asignación de diafragmas

Para ello se modelará la estructura en estudio en el programa de elementos finitos para modelado, análisis y dimensionamiento de cualquier estructura (Sap 2000) teniendo en cuenta

los planos estructurales del proyecto. Seguido a eso se verifica que en la norma E.030 solo nos hablan del diafragma rígido, pero es necesario tomar normas internacionales para verificar que tipo de diafragma, ya que, al ser una estructura irregular en forma de L, su modo de vibrar fundamental debe ser rotacional y no traslacional.

3.3.8.2. Análisis estático

Una vez modelada la estructura en estudio en el programa de elementos finitos para modelado, análisis y dimensionamiento de cualquier estructura (Sap 2000) teniendo en cuenta los planos estructurales del expediente técnico y posteriormente el modelado de la estructura reforzada.

Para ambas normas la fuerza cortante viene dada por la siguiente ecuación:

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

Donde anteriormente se menciona la descripción de cada uno. En lo que respecta al peso de la edificación, para estructuras pertenecientes a la categoría “C” viene dada por la siguiente ecuación:

$$P = 100\% D + 25\% L$$

En edificaciones de categoría “C” se toma el 100% de la carga permanente y el 25% de la carga viva o sobrecarga.

3.3.8.3. Análisis Dinámico

El espectro de respuesta se define como la respuesta máxima, ya sea la aceleración, velocidad o desplazamiento, de un oscilador viscoelástico (ya que presenta un amortiguamiento viscoso y deformación elástica) a una excitación en su base. La ecuación viene dada por la siguiente:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

Además, se comprobará que en cada dirección de análisis, las masas participativas superen

el 90% de la masa total. Así mismo se comprobará si las derivas de la estructura cumplen con la distorsión permisible.

Tabla 12 Distorsión permisible del sistema estructural

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

También se corrobora las restricciones de irregularidad, en este caso no encontramos en la categoría de edificación C en la zona 4, la cual restringe cualquier irregularidad extrema.

Tabla 13 Categoría y regularidad de las edificaciones

Tabla N° 10 CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

3.3.8.4. Junta sísmica

Una vez corroborado este punto, con los análisis se procederá a emplear la junta sísmica. Para ello se verifica que cumpla la siguiente fórmula:

$$s = 0.006h \geq 0.03m$$

3.3.8.5. Análisis estructural

Una vez planteada la junta sísmica, se procede a introducir las combinaciones LRFD, al programa Sap2000, empleadas para el análisis y el diseño del reforzamiento con estructuras de acero:

COMBO1: 1.4D

COMBO2: 1.2D+1.6L

COMBO3: 1.2D+1L

COMBO 4-5: 1.2D±SXD+0.5L

COMBO 6-7: 1.2D±SYD+0.5L

COMBO 8-9: 0.9D±SXD

COMBO 10-11: 0.9D±SYD

3.3.8.6. Verificación por tracción

Se debe de verificar que la relación de esbeltez cumpla con la siguiente ecuación:

$$\frac{KxL}{R} \leq 300$$

Donde:

K= Factor de longitud efectiva

L= Longitud efectiva

R= Radio de giro

A continuación, se verificará la resistencia a tracción esperada en el arriostramiento con la siguiente fórmula:

$$P_n = \phi_1 F_y A_g$$

Donde:

$$\phi_1 = 0.9$$

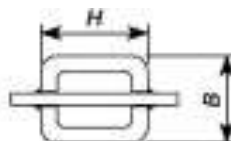
F_y = Tensión en fluencia mínima

A_g = Área de la sección bruta

Para miembros armados, como es el caso del tubo rectangular con una sola plancha gusset concéntrica cumple la siguiente fórmula:

$$A_e = A_n U; U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$$

$$\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B + H)}$$



Donde:

A_n = Área neta

U= Factor de corte diferido

3.3.8.7. Verificación por compresión

Cuando se verifica la relación de esbeltez en compresión, debe de cumplir con la siguiente ecuación:

$$\frac{KxL}{R} \leq 200$$

Donde:

K= Factor de longitud efectiva

L= Longitud efectiva

R= Radio de giro

La resistencia de compresión nominal P_n , debe ser determinada basada en el estado límite de pandeo por flexión:

$$P_n = F_{cr} A_g$$

La tensión de pandeo por flexión se determina por lo siguiente:

Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$)

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

O, $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$)

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

Donde:

E= Modulo de Elasticidad del acero

F_e = Tensión de pandeo elástico

F_y = Tensión mínima de fluencia

3.3.8.8. Diseño de la soldadura de la cartela al arriostramiento

El tamaño máximo de soldadura de filete que puede desarrollarse en el arriostramiento puede

determinarse definiéndose una resistencia de soldadura igual a la resistencia a la rotura por corte de las paredes del perfil HSS.

$$\phi \left(\frac{1}{\sqrt{2}} \right) \left(\frac{D}{16} \right) (0.60 F_{EXX}) = \phi (0.60 F_{uHSS}) t_{des}$$

Donde:

t_{des} = Espesor del perfil HSS

Tabla 14 Tamaño mínimo de soldadura de Filete

TABLA J2.4 Tamaño Mínimo de Soldadura de Filete	
Espesor de parte unida más delgada, mm	Tamaño mínimo de soldadura de filete ^(a) , mm
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Mayor que 19	8

^(a) Dimensión del pie de la soldadura de filete. Se deben utilizar soldaduras de paso simple.
Nota: Ver la Sección J2.2b para el tamaño máximo de soldaduras de filete.

Para determinar la resistencia de la soldadura de filete aplicamos la siguiente fórmula:

$$R_n = \phi F_w A_w$$

Donde:

$$\phi = 0.75$$

F_w = Tensión nominal del metal de soldadura

A_w = Área efectiva de la soldadura

3.3.8.9. Espesor mínimo de cartela

Tendremos el valor mínimo que puede asumir la cartela desarrollando la siguiente ecuación:

$$t_{\min} \geq \frac{Pu}{\phi * 0.60 * F_u * l_{w_{asumida}} * 2}$$

Con este valor tendremos un punto de partida y además podemos verificar el espesor mínimo de cartela.

3.3.8.10. Chequeo de ruptura de arrastre por cortante

Se asume que el ancho de la muesca en el arriostamiento tubular permita una abertura de

0,15 cm entre la pared del tubular y la cartela en ambos lados de la cartela.

$$A_e = A_n U; U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$$

$$\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B + H)}$$

Donde:

A_n = Área neta

U = Factor de corte diferido

3.3.8.11. Verificación por cortante

La verificación por cortante viene dada por la siguiente fórmula:

$$V_n = \phi 0.6 F_y A_w C_{v1}$$

Donde:

A_w = Área del alma

C_{v1} = 1.0 (Coeficiente de corte del alma)

3.3.8.12. Verificación de conexiones por fricción de perno

$$R_n = \mu D_u h_f T_b n_s$$

Donde:

$\phi = 1.0$ (Para perforaciones de tamaño estándar)

$\mu = 0.30$ (Para superficies Clase A, superficies de acero sin pintar, limpias, con escamas de fábrica o superficies con baño Clase A en acero limpiado a chorro de arena y galvanizada en caliente y superficies rugosa)

$D_u = 1.13$ (razón entre la pretensión media del perno instalado y la pretensión mínima especificada del perno)

$h_f =$ Cuando los pernos han sido agregados para distribuir cargas en el relleno es 1

$n_s =$ número de planos de deslizamiento

$T_b =$ tracción mínima del conector entregada en la Tabla 15

Tabla 15 Pretensión Mínima de Pernos

TABLA J3.1 Pretensión Mínima de Pernos, ton*		
Tamaño Perno, in	Grupo A (ej. Pernos A325)	Grupo B (ej. Pernos A490)
1/2	5,44	6,80
5/8	8,62	10,89
3/4	12,70	15,88
7/8	17,69	22,23
1	23,13	29,03
1 1/8	25,40	36,29
1 1/4	32,21	46,27
1 3/8	38,56	54,88
1 1/2	46,72	67,13

3.3.8.13. Verificación de corte del perno

$$R_n = F_n A_b$$

Donde:

F_n = Tensión de tracción nominal

A_b = Área bruta del perno

Tabla 16 Resistencia nominal de pernos

TABLA J3.2 Tensión Nominal de Conectores y Partes Roscadas, kgf/cm ² (MPa)		
Descripción del Conector	Tensión de Tracción Nominal, F_{nt} , kgf/cm ² (MPa) ^[a]	Tensión de Corte Nominal en Conexiones de Tipo Aplastamiento, F_{nt} , kgf/cm ² (MPa)
Pernos A307	3.160 (310) ^[c]	1.900 (188) ^{[b][c][d]}
Grupo A (ej. Pernos A325), cuando la rosca no esta excluida en el plano de corte	6.320 (620)	3.800 (372) ^[b]
Grupo A (ej. Pernos A325), cuando la rosca esta excluida en el plano de corte	6.320 (620)	4.780 (469) ^[b]
Grupo B (ej. Pernos A490), cuando la rosca no esta excluida en el plano de corte	7.950 (780)	4.780 (469) ^[b]
Grupo B (ej. Pernos A490), cuando la rosca esta excluida en el plano de corte	7.950 (780)	5.900 (579) ^[b]
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4, cuando la rosca no esta excluida en el plano de corte	$0,75F_u$	$0,450F_u$ ^[b]
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4, cuando la rosca esta excluida en el plano de corte	$0,75F_u$	$0,563F_u$ ^[b]

Tabla 17 Diámetros nominales del perno

Diámetro Perno (in)
$\frac{1}{2}$
$\frac{5}{8}$
$\frac{3}{4}$
$\frac{7}{8}$
1
$1 \frac{1}{8}$
$1 \frac{1}{4}$

3.3.8.14. Verificación por aplastamiento del perno

$$R_n = 1.2l_c t F_u \leq 2.4dt F_u$$

Donde:

F_u = Resistencia última mínima especificada del material

d = Diámetro nominal del perno

l_c = Distancia libre, entre el borde del perforación y el borde del perforación adyacente o borde del material

t = Espesor del material

3.9. MATRIZ DE CONSISTENCIA

Tabla 18 Matriz de consistencia

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPOTESIS	VARIABLES
Problema General	Objetivo General	Hipótesis General	Independiente
La estructura puede presentar daños considerables ante un sismo.	Analizar sísmicamente una edificación de nueve niveles diseñada con la norma e.030 2006 en comparación con la norma vigente al 2021 y dar la propuesta de reforzamiento.		Análisis sísmico de la edificación considerada.
Problemas Específicos	Objetivos Específicos		Dependiente
<ul style="list-style-type: none"> •Estudio de mecánica de suelos no cumple con la norma e.050. •La edificación, por su configuración y estructuración, presenta problema de torsión. •Falta de rigidez en la estructura debido a que fue diseñado con una norma antigua. •Grandes irregularidades en planta y altura. •La estructura puede necesitar reforzamiento para cumplir parámetros de norma vigente. •Falta de un reforzamiento estructural . •El reforzamiento escogido afecta la arquitectura. 	<ul style="list-style-type: none"> •Analizar los parámetros del estudio de mecánica de suelos para verificar si cumplen con las especificaciones de la norma técnica e.050. •Modelar la estructura existente con el software SAP2000 considerando las especificaciones detalladas en los planos estructurales. •Hallar y comparar las derivas de entrepiso y cortante basal de la respuesta sísmica obtenido del modelamiento de la edificación con ambas normas con la ayuda del software SAP2000. •Verificar las irregularidades de planta y altura de la estructura existente en base a la norma e.030 2006 y e.030 2018. •Analizar si la estructura necesita reforzamiento a raíz de los datos obtenidos anteriormente por el software SAP2000. •Seleccionar el tipo de reforzamiento, el más adecuado acorde a las solicitaciones de la estructura, que cumpla con los parámetros sísmicos de la norma e.030 2018. •Determinar el impacto del rediseño en el planteamiento arquitectónico inicial. 	En la comparación de la norma con la que fue diseñada la Residencial Mozart y la norma vigente al 2021, se generan mayores solicitaciones en la estructura con esta última; por ende, la estructura necesitará un tipo de reforzamiento estructural.	Tipo de reforzamiento estructural.

Fuente: Propia

3.10. CONSIDERACIONES ÉTICAS

La presente investigación sostiene un carácter ético-moral, se ha realizado una minuciosa búsqueda respecto a títulos de tesis similares o iguales, es decir que el título de este proyecto de investigación es original e inédito.

La información utilizada para el presente proyecto fue obtenida de tesis, libros y artículos validados. Al mismo tiempo, se evitará realizar plagio a la información referenciando correctamente por el estilo IEEE.

IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El edificio “Residencial Mozart” fue inaugurado en el año 2014, se ubica en la avenida Andrés Avelino Cáceres N° 090 (prolongación avenida Libertad) – a media cuadra de la avenida Miguel Grau, en la ciudad de Chiclayo, Provincia de Chiclayo, Departamento de Lambayeque, Perú.

4.1.1. Arquitectura

El presente proyecto cuenta con 9 pisos de altura de 2.80 m a excepción del primer piso que cuenta con una altura de 2.95 m. El primer piso se ubica la cochera, del segundo al octavo piso son departamentos y el noveno es la caja del ascensor. Las áreas techadas por piso son las siguientes:

- 1er piso: 706.92 m²
- 2do – 6to piso: 627.12 m²
- 7mo – 8vo piso: 285.11 m²
- 9no piso: 26.85 m²

4.1.2. Propiedades de los materiales

Se considera los siguientes materiales con sus respectivas propiedades

- Peso específico del concreto: 2.400 tn/m³
- Módulo de Poisson: 0.15
- Módulo de elasticidad del concreto: $15000 \times \sqrt{f'c}$
- Peso específico del acero: 7.8 tn/m³
- Módulo de elasticidad del acero: 2×10^7 tn/m²

4.2. ESTUDIO DE SUELOS

Para la investigación en estudio se utilizó el estudio de suelos del expediente técnico del proyecto; del estudio de suelos (Ver anexo 1) en resumen se tienen lo siguiente:

- Capacidad portante: 0.80 kg/cm²
- Profundidad de desplante: 2.10 m

-Tipo de Suelo: S₃

Teniendo en consideración que el estudio de suelos se realizó el año 2011, se verificó con otro estudio de suelos cercano a la zona, el cual fue realizado en el año 2019 (Ver anexo 2) en resumen se tiene lo siguiente:

-Capacidad portante: 0.90 kg/cm²

-Profundidad de desplante: 1.30 m

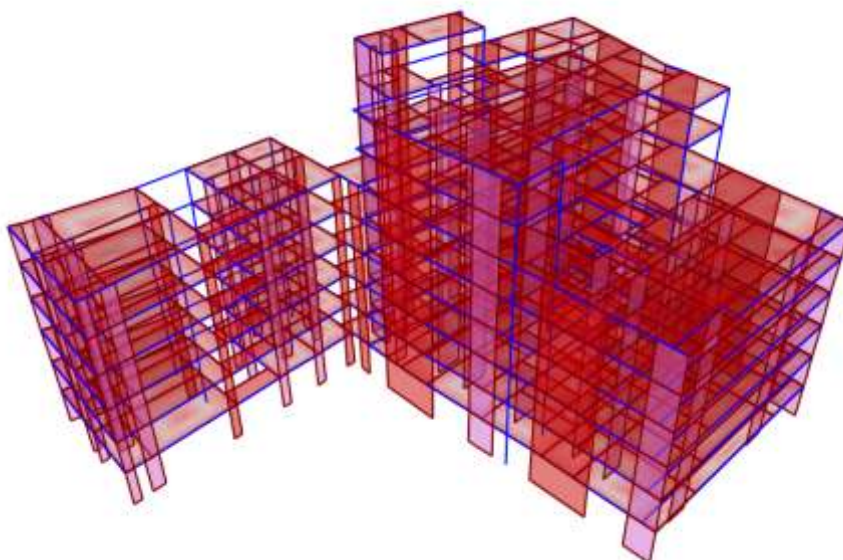
-Tipo de Suelo: S₃

Así mismo [29] detalla “La evolución del suelo es constante bajo condiciones propicias, pero con lapsos que fluctúan de cientos a miles de años requeridos para la formación de algunos centímetros”, esto quiere decir que el suelo cambia sus propiedades, pero requiere de cientos de años para hacerlo. Además, se verificó que el estudio de suelos del edificio multifamiliar “Residencial Mozart” cumple con la norma E.050 Suelos y Cimentaciones (Ver anexo 3).

4.3. MODELAMIENTO DEL EDIFICIO EN SAP 2000

El modelamiento del edificio multifamiliar “Residencial Mozart” se realizó con el programa SAP 2000 en conjunto con el expediente técnico del proyecto, siguiendo estrictamente las especificaciones técnicas y planos estructurales. El edificio cuenta con una configuración estructural irregular en planta y altura.

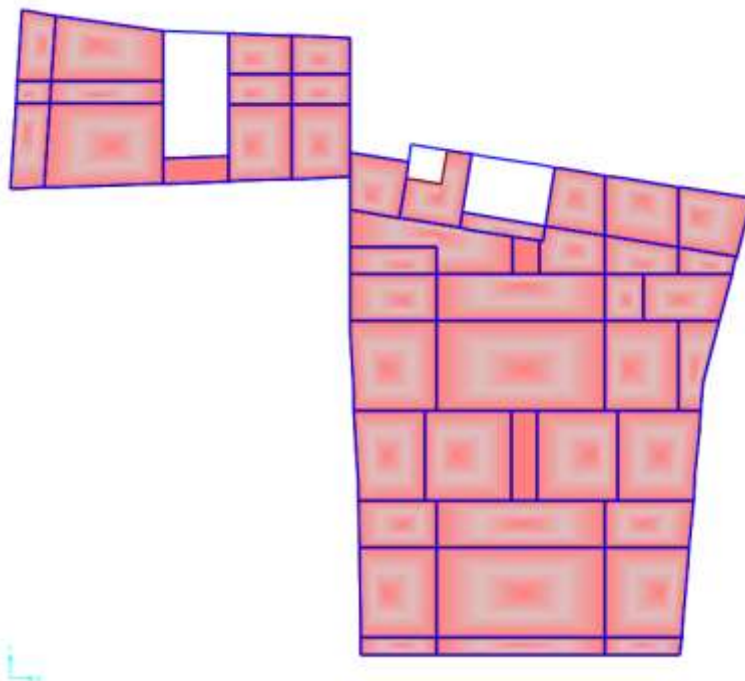
Ilustración 44 Vista tridimensional del proyecto



Fuente: Propia

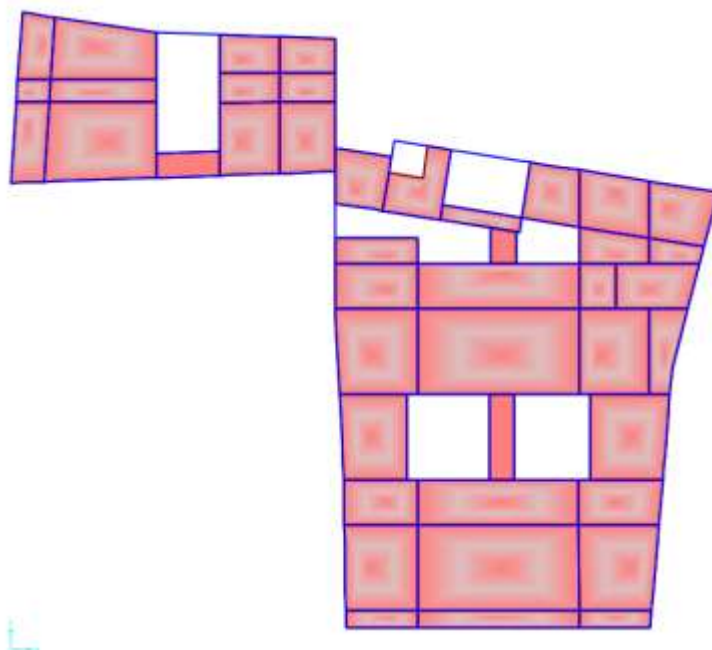
Como se mencionó anteriormente, se tomaron las secciones de los planos estructurales del proyecto. A continuación, se mostrará las vistas en planta del proyecto en el programa SAP2000.

Ilustración 45 Vista planta 1° nivel



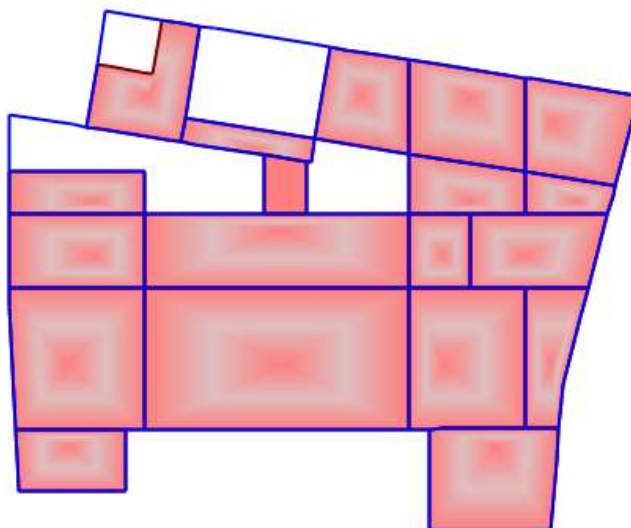
Fuente: Propia

Ilustración 46 Vista planta 2° - 6° nivel



Fuente: Propia

Ilustración 47 Vista planta 7° - 8° nivel



Fuente: Propia

A continuación, se presentan las cargas consideradas en la edificación:

Cargas de la edificación

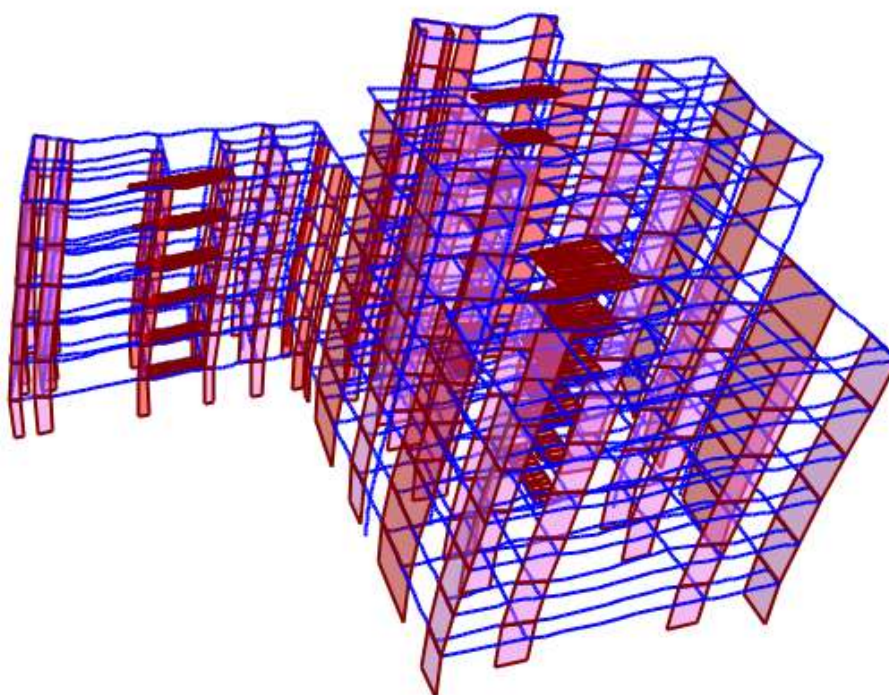
Carga Muerta:	1° Piso
- Peso de ladrillo muros	0.200 Ton/m ²
- Peso aligerado (20 cm)	0.300 Ton/m ²
- Peso acabados	0.100 Ton/m ²
CM =	0.600 Ton/m²
Carga Viva:	1° Piso
- CV=	0.200 Ton/m²

4.4. DIAFRAGMA SEMIRIGIDO EN SAP2000

Como se observa en la ilustración 44, la estructura modelada en SAP 2000 es de configuración irregular en forma de “L”, donde la transición entre un bloque y otro es mediante una fracción de losa. Se tiene de conocimiento que este tipo de configuración genera concentración de esfuerzos en la losa que une ambos bloques debido al cambio de rigidez y esto ocasiona efectos de torsión amplificados, por lo tanto, un peligro inminente ante un sismo. Las estructuras en forma de L han sufrido graves consecuencias durante un evento telúrico, tal como

se referencia en el marco teórico, como por ejemplo la escuela secundaria West Anchorage, Alaska, después del terremoto de 1964. Asimismo, el edificio de “Secretaría de Comunicaciones y Transporte”, en las primeras horas de la mañana, sufrió por un terremoto de magnitud 8.4 en la escala de Richter y sucedió el 19 de Setiembre del año 1985 en la ciudad de México. En consecuencia, muchos profesionales no se percatan del efecto de torsión que existe en la estructura, debido que al modelar asignan diafragma rígido, por consiguiente, generan respuestas alejadas a la realidad. Un ejemplo visible es su modo fundamental de vibrar de la estructura.

Ilustración 48 Modo fundamental de vibrar con diafragma rígido



Fuente: Propia

Como se observa en la ilustración 48, el modo fundamental de vibrar de la estructura es en la dirección X, sin embargo, este resultado es distante de la realidad debido que, a estructuras con múltiples alas, como edificios en forma de L o C, donde los extremos de las alas pueden desplazarse independientemente entre sí, el análisis de diafragma rígido puede no ser apropiado ya que bloquearía los extremos de las alas juntos, obligándolos a moverse hacia un lado como uno solo. En estos casos es necesario o exigido analizar la estructura modelada con diafragmas semirrígidos para resultados cercanos a la realidad.

Según [30] Los diafragmas rígidos tienen infinitas propiedades de rigidez en el plano y, por lo tanto, no presentan deformación de la membrana, mientras que los diafragmas semirrígidos simulan propiedades y comportamiento reales de rigidez en el plano. Para la mayoría de estructuras de concreto armado, en los que la losa es suficientemente gruesa, además de la configuración regular, y la deformación de la membrana debido a la carga lateral es insignificante, los diafragmas rígidos producen resultados casi idénticos a los de los diafragmas semirrígidos. Los diafragmas semirrígidos deben modelarse cuando ocurra una deformación significativa en el plano o cuando lo requiera el código.

Es por ello que tenemos que recurrir a normas internacionales, ya que la norma peruana no posee un apartado estrictamente para diafragmas semirrígidos o flexibles. En consecuencia, utilizaremos la ASCE 7 (American Society of Civil Engineers) [31] donde mencionan en el apartado 12.3 “Diafragma flexible, configuración irregular y redundancia” acerca del diafragma rígido, semirrígido y flexible.

Tabla 19 Diafragmas según la ASCE 7 - 16

ASIGNACIÓN DE DIAFRAGMAS SEGÚN LA ASCE 7 - 16		
Diafragma rígido	Diafragma flexible	Diafragma semirrígido
- Estructura debe ser regular en planta. - Debe ser losa de concreto. - Debe cumplir con la siguiente expresión: $\frac{L}{A} \leq 3$ Donde: L: Largo de losa A: Ancho de losa	- Plataforma de concreto, acero o madera que cumpla con la siguiente condición: $\frac{\delta_{MDD}}{\Delta_{ADVE}} > 2$ Donde: δ_{MDD} : Deflexión máxima Δ_{ADVE} : Deriva máxima	- Este sistema siempre y cuando se demuestre que no es diafragma rígido ni flexible. - El análisis estructural debe incluir explícitamente la consideración de la rigidez del diafragma (es decir, el supuesto de modelado semirrígido).

Fuente: Propia

Descartamos la opción de diafragma rígido debido a que la estructura presenta irregularidades en planta. Para verificar si es diafragma flexible aplicaremos la fórmula adjuntada en el cuadro anterior:

Tabla 20 Verificación de diafragma flexible en dirección X

Piso	Deflexión	Deriva	Ratio
Piso 9	0.002758	0.002511	1.099
Piso 8	0.006682	0.004647	1.438
Piso 7	0.007815	0.005319	1.469
Piso 6	0.005411	0.004308	1.256
Piso 5	0.005376	0.004367	1.231
Piso 4	0.005167	0.004245	1.217
Piso 3	0.004808	0.003913	1.229
Piso 2	0.003749	0.003043	1.232
Piso 1	0.001545	0.001308	1.181

Fuente: Propia

Tabla 21 Verificación de diafragma flexible en dirección Y

Piso	Deflexión	Deriva	Ratio
Piso 9	0.008176	0.006989	1.17
Piso 8	0.007015	0.004744	1.479
Piso 7	0.006492	0.004512	1.439
Piso 6	0.018646	0.01042	1.789
Piso 5	0.022939	0.012621	1.817
Piso 4	0.026074	0.014166	1.841
Piso 3	0.026964	0.014485	1.862
Piso 2	0.024307	0.01291	1.883
Piso 1	0.012655	0.006658	1.901

Fuente: Propia

Se verificó que no cumple con el ratio establecido por la norma, por ende, al no cumplir con las exigencias del diafragma rígido ni diafragma flexible, se opta por asignar diafragma semirrígido.

Según [32] el diafragma semirrígido debe modelarse cuando ocurre una deformación significativa en el plano por una fuerza lateral teniendo en cuenta la rigidez respectiva del diafragma. Los diafragmas rígidos producen resultados casi idénticos a los de los diafragmas semirrígidos. La cuestión es cuándo utilizar un diafragma semirrígido y en qué se diferencia del rígido. Se recomienda utilizar diafragma semirrígido cuando ocurre lo siguiente:

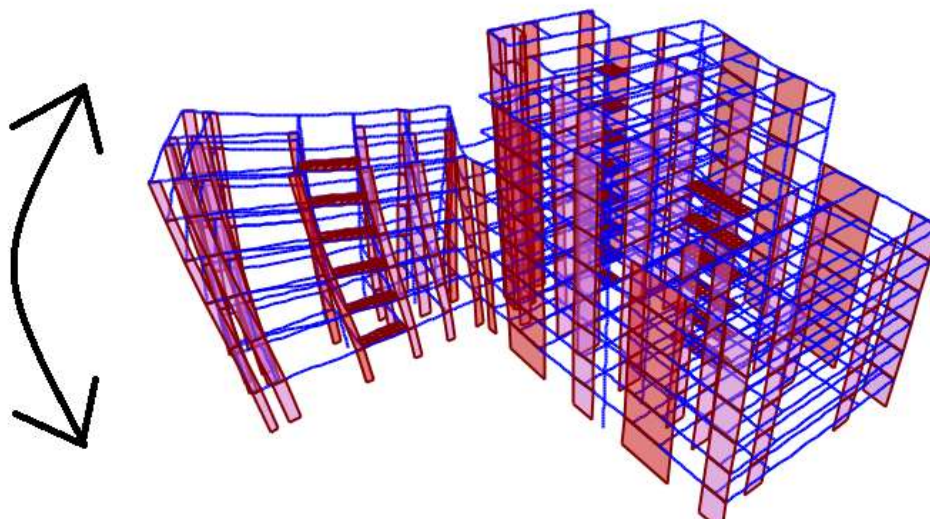
-Tenemos un efecto de modos más alto debido a irregularidades en planta y altura y, por lo tanto, el efecto y la participación modal de estos modos contribuye a la respuesta total y al comportamiento dinámico del sistema.

-El modo rotacional domina debido a la gran cantidad de excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez

-Los diafragmas rígidos agrupan la fuerza sísmica en una junta que es el centro (fuente de masa) lo cual no es totalmente lógico o representativo si tenemos una plataforma de acero en la que definitivamente podría ocurrir deformación local en diferentes juntas.

En conclusión, se debe de asignar el diafragma rígido debido a que se tiene irregularidades en planta y altura, además de que estas estructuras en forma de “L” generan grandes efectos de torsión, las cuales no se permiten en la norma peruana de Diseño Sismorresistente para zonas de alta sismicidad sísmica (Zona 4). Asignando el diafragma semirrígido a la estructura se obtiene una respuesta cercana a la realidad, donde el bloque de menor rigidez “aletea”.

Ilustración 49 Modo fundamental de vibrar con diafragma rígido



Fuente: Propia

Como se muestra en la ilustración 49, el modo fundamental de vibrar es más cercano a la realidad, es por ello que se deben de interpretar los resultados al asignar diafragma rígido o semirrígido.

4.5. ANALISIS SISMICO CON LA NORMA E.030 – 2006

Para el análisis estructural del edificio en estudio se procederá con la verificación de irregularidades, el análisis estático y finalmente con el análisis. El orden con el que se llevará a cabo corresponderá de acuerdo a la particularidad de la estructura que se pretenden determinar,

para su respectivo análisis.

4.5.1. Análisis estático

La norma sísmica del año 2006 hace referencia a estructuras de no más de 45 m de altura y las estructuras de muros portantes de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares, podrán analizarse mediante el procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes. Sin embargo, es necesario hacer el cálculo de la cortante estática para confrontar el resultado con la cortante dinámica.

4.5.2. Parámetros sísmicos de la estructura

La ciudad de Chiclayo está ubicada, según la norma sísmica del año 2006, en la zona 3, por lo cual se escogerá el factor $Z3 = 0.40$. La estructura en estudio corresponde a las edificaciones comunes porque es una edificación multifamiliar, para lo cual el factor de uso $U = 1.0$. En lo que respecta al estudio de mecánica de suelos del edificio multifamiliar “Residencial Mozart”, el tipo de suelo es “S3”, cuyo factor “S” según la zona Z3 llega a tener un factor amplificado del suelo $S = 1.40$.

El factor de amplificación sísmica obedece al periodo “T” de la estructura en la dirección X-X e Y-Y, así como también de los valores “ T_p ” (periodo que define la plataforma del factor “C”) cuyo valor viene a ser 0.9. El factor “C” será determinado según la siguiente expresión:

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

Del análisis modal de la edificación se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 22 Periodos dinámicos de la estructura

Dirección	Periodo
X-X	0.662543
Y-Y	0.722388

Fuente: Propia

Entonces se tomará el valor de 2.5, ya que no puede exceder este valor, para el cortante en la base tanto para la dirección X-X e Y-Y. Respecto al coeficiente básico de reducción, va a depender del sistema estructural empleado denominado “ R_o ”. Este se multiplica por un factor

de irregularidad de altura “Ia” y de irregularidad en planta “Ip” que viene a ser $R=R_0 \cdot I_a \cdot I_p$, para la estructura analizada, el factor “Ro” viene a ser “6” debido a que es el sistema estructural adoptado, es el sistema de muros estructurales. La irregularidad en planta “Ip” que presenta la edificación es la irregularidad de discontinuidad de diafragma y también tiene la irregularidad en altura “Ia” de irregularidad de masa, ambos poseen un valor de 0.75. Entonces $R=6 \cdot 1 \cdot 0.75=4.5$.

4.5.3. Fuerza cortante en la base

Según la norma E-030-2016 la fuerza cortante en la base que será usado para la dirección X-X, Y-Y. Estará determinada por la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P ; C \geq 0.125$$

Resolviendo se tiene en ambas direcciones un $V= 1523.93$ Tn.

Tabla 23 Análisis sísmico estático E.030 2006

ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO					
DATOS DE UBICACIÓN DEL PROYECTO:					
DEPARTAMENTO		LAMBAYEQUE			
PROVINCIA		CHICLAYO.			
DISTRITO		CHICLAYO			
ZONA SISMICA		3			
DIRECCION X-X			DIRECCION Y-Y		
Z=	0.4	Z3	Z=	0.4	Z3
U=	1	C	U=	1	C
S=	1.40 seg	S3	S=	1.40 seg	S3
T _p =	0.90 seg		T _p =	0.90 seg	
h _n =	25.35 m		h _n =	25.35 m	
C _r =	60		C _r =	60	
T=	0.662543		T=	0.722388	
C=	2.5		C=	2.5	
R ₀ =	6	Muros estructurales	R ₀ =	6	Muros estructurales
I _a =	0.75	Irregularidad de Masa o Peso	I _a =	0.75	Irregularidad de Masa o Peso
I _p =		Discontinuidad del Diafragma	I _p =		Discontinuidad del Diafragma
R=	4.5		R=	4.5	
C/R=	0.556	CUMPLE ✓	C/R=	0.556	CUMPLE ✓
P. SISMICO=	4898.35 Tn		P. SISMICO=	4898.35 Tn	
Coef. SISMICO=	0.31111		Coef. SISMICO=	0.31111	
Vx=	1523.93 Tn		Vy=	1523.93 Tn	
Kx=	1.081	CUMPLE ✓	Ky=	1.11	CUMPLE ✓

Fuente: Propia

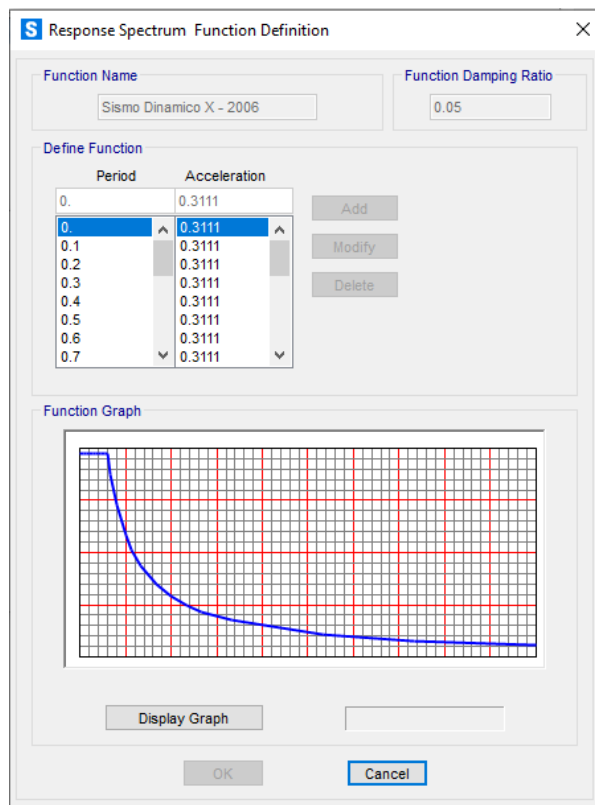
4.5.4. Análisis dinámico

El análisis dinámico según la norma E.030-2006 se puede emplear en cualquier sistema estructural de cualquier zona sísmica reconocidas por la norma. Este análisis se realizará para poder determinar la cortante actuante que toman los elementos verticales que se encuentran en el primer nivel para comparar con la cortante determinada en el análisis estático, verificar las irregularidades de planta y altura, las derivas por nivel. Para en análisis dinámico se utilizará el espectro de aceleraciones tal como indica en la norma E.030-2006.

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

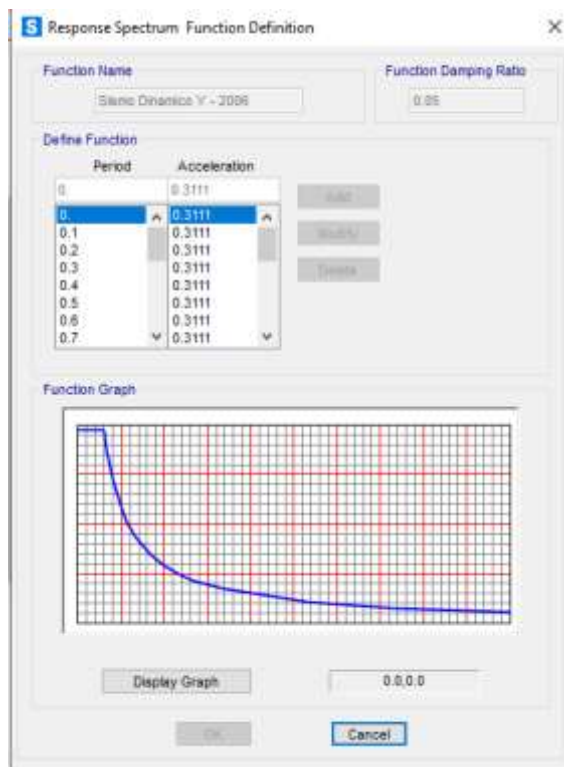
Estos valores lo conocemos del proceso anterior, ingresando estos valores al programa SAP2000.

Ilustración 50 Espectro de respuesta en la dirección X-X



Fuente: SAP2000 v.22.1.0

Ilustración 51 Espectro de respuesta en la dirección Y-Y



Fuente: SAP2000 v.22.1.0

4.5.5. Participación de masas

Según la E.030-2006, los modos de vibración en cualquier dirección de análisis, debe de superar el 90% de participación de masas, sin embargo, se toma en cuenta los tres modos iniciales. Por consiguiente, debido al análisis modal realizado con la ayuda del programa SAP2000 se presenta la siguiente tabla de participación modal.

Tabla 24 Ratios de participación modal

TABLE: Modal Load Participation Ratios			
Case	Dirección	Estatico	Dinamico
MODAL	UX	99.9295	90.3333
MODAL	UY	99.9592	92.8888

Fuente: Propia

Para que se llegue al 90% de participación de masas se debieron de considerar 150 modos de participación.

4.5.6. Derivas de entrepiso

Los desplazamientos laterales fueron calculados con el programa SAP2000. Según la norma E.030-2006, los desplazamientos laterales se multiplicarán para las estructuras irregulares multiplicando por “R” (coeficiente de reducción). Las derivas de entrepiso se calcularán a partir de los desplazamientos.

Tabla 25 Derivas de entrepiso dirección X-X E.030 - 2006

DERIVAS DIRECCIÓN X-X							
R= 4.5							
PISO	ALTURA	D_ABS_SAP	D_ABS_REAL	D_REL_SAP	D_REAL_REAL	DERIVA	VERIFICACION
1	295	0.3297	1.1127	0.3297	1.1127	0.0038	SI CUMPLE
2	280	1.0404	3.5114	0.7107	2.3986	0.0086	NO
3	280	1.8989	6.4088	0.8585	2.8974	0.0103	NO
4	280	2.7780	9.3758	0.8791	2.9670	0.0106	NO
5	280	3.5956	12.1352	0.8176	2.7594	0.0099	NO
6	280	4.3032	14.5233	0.7076	2.3882	0.0085	NO
7	280	3.3835	11.4193	0.9197	3.1040	0.0111	NO
8	280	3.8200	12.8925	0.4365	1.4732	0.0053	SI CUMPLE

Fuente: Propia

Tabla 26 Derivas de entrepiso dirección X-X E.030 - 2006

DERIVAS DIRECCIÓN Y-Y							
R= 4.5							
PISO	ALTURA	D_ABS_SAP	D_ABS_REAL	D_REL_SAP	D_REAL_REAL	DERIVA	VERIFICACION
1	295	2.1596	7.2887	2.1596	7.2887	0.0247	NO
2	280	5.4774	18.4862	3.3178	11.1976	0.0400	NO
3	280	8.7560	29.5515	3.2786	11.0653	0.0395	NO
4	280	11.5894	39.1142	2.8334	9.5627	0.0342	NO
5	280	13.7629	46.4498	2.1735	7.3356	0.0262	NO
6	280	15.1728	51.2082	1.4099	4.7584	0.0170	NO
7	280	3.0526	10.3025	12.1202	40.9057	0.1461	NO
8	280	3.6936	12.4659	0.6410	2.1634	0.0077	NO

Fuente: Propia

Como es de conocimiento, la deriva permisible para concreto armado es de 0.007. Las derivas de entrepiso piso no cumplen debido a que el edificio fue analizado con diafragma rígido, cuando en realidad se debió analizar con diafragma semirrígido.

4.6. ANALISIS SISMICO CON LA NORMA E.030 – 2018

Para el análisis estructural del edificio en estudio se procederá con la verificación de irregularidades, el análisis estático y finalmente con el análisis. El orden con el que se llevará a cabo corresponderá de acuerdo a la particularidad de la estructura que se pretenden determinar, para su respectivo análisis.

4.6.1. Análisis estático

El análisis estático, según la norma vigente al año 2021, se limita a estructuras que no poseen regularidad y regulares que se ubiquen en la zona 1, además de estructuras regulares como máximo de 30 m de altura de y las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería confinada no más de 15 metros, aun cuando sean irregulares, podrán analizarse mediante el procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes. Sin embargo, es necesario hacer el cálculo de la cortante estática para confrontar el resultado con la cortante dinámica.

4.6.2. Parámetros sísmicos de la estructura

El distrito de Chiclayo se encuentra ubicado en la zona 4, por lo cual se escogerá el factor $Z= 0.45$. La estructura en estudio corresponde a las edificaciones comunes porque es una edificación multifamiliar, para lo cual el factor de uso $U= 1.0$. En lo que respecta al estudio de mecánica de suelos del edificio multifamiliar “Residencial Mozart”, el tipo de suelo es “S3”, cuyo factor “S” según la zona Z4 llega a tener un factor amplificado del suelo $S= 1.10$.

El factor de amplificación sísmica obedece al periodo “T” de la estructura en la dirección X-X e Y-Y, así como también de los valores “ T_p ” (periodo que define la plataforma del factor “C”) cuyo valor viene a ser 1.0, mientras que el valor “ T_l ” posee un valor de 1.6. El factor “C” será determinado según la siguiente expresión:

$$\begin{array}{ll} T < T_p & C = 2,5 \\ T_p < T < T_l & C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right) \\ T > T_l & C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_l}{T^2}\right) \end{array}$$

Del análisis modal de la edificación se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 27 Periodos dinámicos de la estructura

Dirección	Periodo
X-X	0.662543
Y-Y	0.722388

Fuente: Propia

Entonces se tomará el valor de 2.5, ya que cumple con la primera condición de $T < T_p$, para

el cortante en la base tanto para la dirección X-X e Y-Y. Respecto al coeficiente básico de reducción, para una primera etapa de diseño el coeficiente básico de reducción, va a depender del sistema estructural empleado denominado “Ro”. Este se multiplica por un factor de irregularidad de altura “Ia” y de irregularidad en planta “Ip” que viene a ser $R=R_o \cdot I_a \cdot I_p$, para la estructura analizada, el factor “Ro” viene a ser “6” debido a que es el sistema estructural que mejor se adapta al plano de arquitectura es el sistema de muros estructurales, la irregularidad en planta “Ip” que presenta la edificación es la irregularidad torsión extrema y también tiene la irregularidad en altura “Ia” de irregularidad de masa o peso, de los cuales poseen un valor de 0.60 y 0.90 respectivamente. Entonces $R=6 \cdot 0.9 \cdot 0.60= 3.24$.

4.6.3. Fuerza cortante en la base

Según la norma E-030-2018 la fuerza cortante en la base que será usado para la dirección X-X, Y-Y. Estará determinada por la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUGS}{R} \times P ; C \geq 0.125$$

Resolviendo se tiene en ambas direcciones un $V= 1870.90$ Tn.

Tabla 28 Análisis sísmico estático E.030 2018

ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO			
DATOS DE UBICACIÓN DEL PROYECTO:			
DEPARTAMENTO	LAMBAYEQUE		
PROVINCIA	CHICLAYO.		
DISTRITO	CHICLAYO		
ZONA SISMICA	4		
DIRECCION X-X		DIRECCION Y-Y	
Z=	0.45	Z4	0.45
U=	1	C	1
S=	1.10 seg	S3	1.10 seg
T _p =	1.00 seg		1.00 seg
T _t =	1.60 seg		1.60 seg
h _n =	25.35 m		25.35 m
C _r =	60		60
T=	0.662543		0.722388
C=	2.5		2.5
R _o =	6	Muros estructurales	6
I _a =	0.9	Irregularidad de Masa o Peso	0.9
I _p =	0.6	Irregularidad Torsional Extrema	0.6
R=	3.24		3.24
C/R=	0.772	CUMPLE ✓	0.772
P. SISMICO=	4898.35 Tn		4898.35 Tn
Coef. SISMICO=	0.38194		0.38194
V _x =	1870.90 Tn		1870.90 Tn
K _x =	1.081	CUMPLE ✓	1.11
		Fuente: Propia	
			K _y = 1.11 CUMPLE ✓

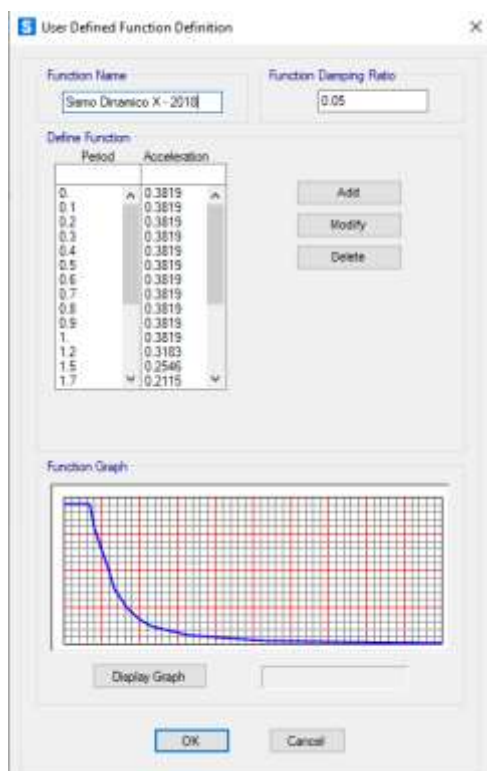
4.6.4. Análisis dinámico

El análisis dinámico según la norma E.030-2018 se puede emplear en cualquier sistema estructural de cualquier zona sísmica reconocidas por la norma. Este análisis se realizará para poder determinar la cortante actuante que toman los elementos verticales que se encuentran en el primer nivel para comparar con la cortante determinada en el análisis estático, verificar las irregularidades de planta y altura, las derivas por nivel. Para en análisis dinámico se utilizará el espectro de aceleraciones tal como indica en la norma E.030-2018.

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

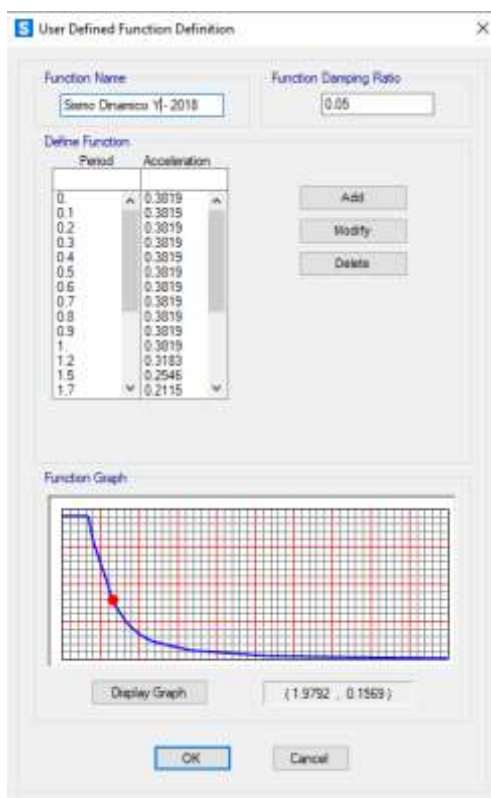
Estos valores lo conocemos del proceso anterior, ingresando estos valores al programa SAP2000.

Ilustración 52 Espectro de respuesta en la dirección X-X



Fuente: SAP2000 v.22.1.0

Ilustración 53 Espectro de respuesta en la dirección Y-Y



Fuente: SAP2000 v.22.1.0

4.6.5. Participación de masas

Según la E.030-2018, los modos de vibración en cualquier dirección de análisis, debe de superar el 90% de participación de masas, sin embargo, se toma en cuenta los tres modos iniciales. Por consiguiente, debido al análisis modal realizado con la ayuda del programa SAP2000 se presenta la siguiente tabla de participación modal.

Tabla 29 Ratios de participación modal

TABLE: Modal Load Participation Ratios			
Case	Dirección	Estatico	Dinamico
MODAL	UX	99.9295	90.3333
MODAL	UY	99.9592	92.8888

Fuente: Propia

Para que se llegue al 90% de participación de masas se debieron de considerar 150 modos de participación.

4.6.6. Derivas de entrepiso

Los desplazamientos laterales fueron calculados con el programa SAP2000. Según la norma E.030-2018, los desplazamientos laterales se multiplicarán para las estructuras irregulares multiplicando por “R” (coeficiente de reducción). Las derivas de entrepiso se calcularán a partir de los desplazamientos.

Tabla 30 Derivas de entrepiso dirección X-X E.030 – 2018

DERIVAS DIRECCIÓN X-X							
R= 3.24							
PISO	ALTURA	D_ABS_SAP	D_ABS_REAL	D_REL_SAP	D_REAL_REAL	DERIVA	VERIFICACION
1	295	0.4056	1.1170	0.4056	1.1170	0.0038	SI CUMPLE
2	280	1.1297	3.1112	0.7241	1.9942	0.0071	NO
3	280	2.3354	6.4317	1.2057	3.3205	0.0119	NO
4	280	3.4161	9.4079	1.0807	2.9762	0.0106	NO
5	280	4.4211	12.1757	1.0050	2.7678	0.0099	NO
6	280	5.2919	14.5739	0.8708	2.3982	0.0086	NO
7	280	6.6824	18.4033	1.3905	3.8294	0.0137	NO
8	280	7.3520	20.2474	0.6696	1.8441	0.0066	SI CUMPLE

Fuente: Propia

Tabla 31 Derivas de entrepiso dirección X-X E.030 – 2018

DERIVAS DIRECCIÓN Y-Y							
R= 3.24							
PISO	ALTURA	D_ABS_SAP	D_ABS_REAL	D_REL_SAP	D_REAL_REAL	DERIVA	VERIFICACION
1	295	2.9353	8.0838	2.9353	8.0838	0.0274	NO
2	280	7.4563	20.5347	4.5210	12.4508	0.0445	NO
3	280	11.9347	32.8682	4.4784	12.3335	0.0440	NO
4	280	15.8064	43.5308	3.8717	10.6627	0.0381	NO
5	280	18.7702	51.6931	2.9638	8.1623	0.0292	NO
6	280	20.6862	56.9698	1.9160	5.2767	0.0188	NO
7	280	3.7503	10.3283	16.9359	46.6415	0.1666	NO
8	280	4.5373	12.4957	0.7870	2.1674	0.0077	NO

Fuente: Propia

Como es de conocimiento, la deriva permisible para concreto armado es de 0.007. Las derivas de entrepiso piso no cumplen con la deriva permisible, además de sufrir de torsión extrema, es por ello que se propone crear una junta sísmica que servirá para evitar la concentración de esfuerzos en la zona de la losa, además de evitar la irregularidad de torsión extrema.

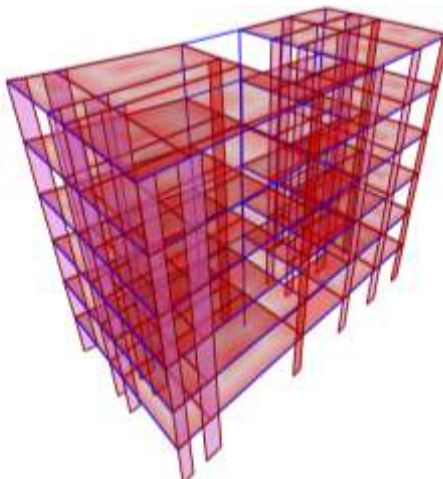
4.7. SEPARACIÓN ENTRE EDIFICIOS

La norma E.030 2018 detalla que el espaciamiento mínimo entre edificios no debe ser menor que $s = 0.006h \geq 0.03m$. Por consiguiente, tomando la altura del proyecto se tendría lo siguiente:

$$s = 0.006 * 16.95 = 0.1017m$$

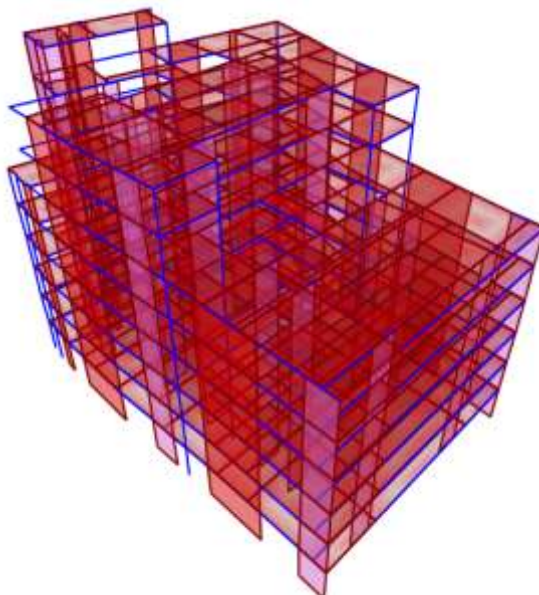
Redondearemos el valor a 0.15 m., así mismo se cortará la losa que une ambos bloques y se adicionará dos columnas al bloque de mayor rigidez para su soporte como se observan a continuación.

Ilustración 54 Bloque de menor rigidez



Fuente: Propia

Ilustración 55 Bloque de mayor rigidez



Fuente: Propia

A este último bloque se le agregarán 2 columnas adicionales de 0.30 x 0.30 m. en la zona del volado para lograr estabilizar la estructura que fue separada.

4.7.1. Verificación de columnas en la dirección X

2) Pn y Mn Para cuando ϵ_{cf} (deformación en extremo concreto traccionado) $\epsilon_s = 0.0000$

$\epsilon_{cu} = 0.0030$
 $\epsilon_{ct} = 0.0000$
 $C = 30.00 \text{ cm}$
 $a = 25.50 \text{ cm}$

$\epsilon_{s5} = 0.0026$	$f's5 = 5,200 \text{ kg/cm}^2$	FLUYE
$\epsilon_{s4} = 0.0021$	$f's4 = 4,100 \text{ kg/cm}^2$	NO FLUYE
$\epsilon_{s3} = 0.0015$	$f's3 = 3,000 \text{ kg/cm}^2$	NO FLUYE
$\epsilon_{s2} = 0.0010$	$f's2 = 1,900 \text{ kg/cm}^2$	NO FLUYE
$\epsilon_{s1} = 0.0004$	$f's1 = 800 \text{ kg/cm}^2$	NO FLUYE

*Componentes de fuerzas

$F_{c5} = 25.20 \text{ tn}$		
$F_{c4} = 16.40 \text{ tn}$	$F_{cc} = 136.55 \text{ tn}$	*Fuerza del concreto
$F_{c3} = 0.00 \text{ tn}$		
$F_{c2} = 0.00 \text{ tn}$		
$F_{c1} = 4.80 \text{ tn}$		

Pn= 182.95 tn
Mn= 6.22 tn-m

3) Pn y Mn Para cuando ϵ_s (deformación en acero traccionado) $\epsilon_s = 0.0000$

$\epsilon_{cu} = 0.0030$
 $\epsilon_s = 0.0000$
 $C = 26.00 \text{ cm}$
 $a = 22.10 \text{ cm}$

$\epsilon_{s5} = 0.0025$	$f's5 = 5,077 \text{ kg/cm}^2$	FLUYE
$\epsilon_{s4} = 0.0019$	$f's4 = 3,808 \text{ kg/cm}^2$	NO FLUYE
$\epsilon_{s3} = 0.0013$	$f's3 = 2,538 \text{ kg/cm}^2$	NO FLUYE
$\epsilon_{s2} = 0.0006$	$f's2 = 1,269 \text{ kg/cm}^2$	NO FLUYE
$\epsilon_{s1} = 0.0000$	$f's1 = 0 \text{ kg/cm}^2$	NO FLUYE

*Componentes de fuerzas

$F_{c5} = 25.2$	$F_{cc} = 118.35 \text{ tn}$	*Fuerza del concreto
$F_{c4} = 15.23 \text{ tn}$		
$F_{c3} = 0.00 \text{ tn}$		
$F_{c2} = 0.00 \text{ tn}$		
$F_{c1} = 0.00 \text{ tn}$		

Pn= 158.78 tn
Mn= 8.28 tn-m

4) Pn y Meno para la condición media balanceada $\epsilon_s = 0.00105$

ecu= 0.0030
 es= 0.0011
 C= 19.26 cm
 a= 16.37 cm
 es5= 0.00238
 es4= 0.00152
 es3= 0.00066
 es2= 0.00019
 es1= 0.00105

f's5= 4,754 kg/cm² **FLUYE**
 f's4= 3,040 kg/cm² **NO FLUYE**
 f's3= 1,327 kg/cm² **NO FLUYE**
 f's2= 387 kg/cm² **NO FLUYE**
 f's1= 2,100 kg/cm² **NO FLUYE**

*Componentes de fuerzas

Fc5= 25.20 tn
 Fc4= 12.16 tn
 Fc3= 0.00 tn
 Ft2= 0.00 tn
 Ft1= 12.60 tn
 Fcc= 87.66 tn

Pn= 112.42 tn
Mn= 10.80 tn-m

5) Pn y Meno para la condición balanceada $\epsilon_s = 0.0021$

ecu= 0.0030
 es= 0.0021
 C= 15.29 cm
 a= 13.00 cm
 es5= 0.0022
 es4= 0.0011
 es3= 0.0001
 es2= 0.0010
 es1= 0.0021

f's5= 4,431 kg/cm² **FLUYE**
 f's4= 2,273 kg/cm² **NO FLUYE**
 f's3= 115 kg/cm² **NO FLUYE**
 f's2= 2,042 kg/cm² **NO FLUYE**
 f's1= 4,200 kg/cm² **FLUYE**

*Componentes de fuerzas

Fc5= 25.20 tn
 Fc4= 9.09 tn
 Fc3= 0.00 tn
 Ft2= 0.00 tn
 Ft1= 25.20 tn
 Fcc= 69.62 tn

Pn= 78.71 tn
Mn= 11.16 tn-m

6) Pn y Mn para Flexión Pura

$$\sum Fc = Cs4 + Cc + Ts3 + Ts2 + Ts1 = 0$$

Cs4= 58.22 tn	10620.75
Ts3= 16.80 tn	-48960
Ts2= 0.00 tn	-734400
Ts1= 25.20 tn	C= 10.93
a= 9.29	Fcc= 49.77 tn

Pn= 0.00 tn
Mn= 15.25 tn-m

7) Pn Y Mn para Tracción Pura

Mn= 0.000

$$Tn = (Ast)fy$$

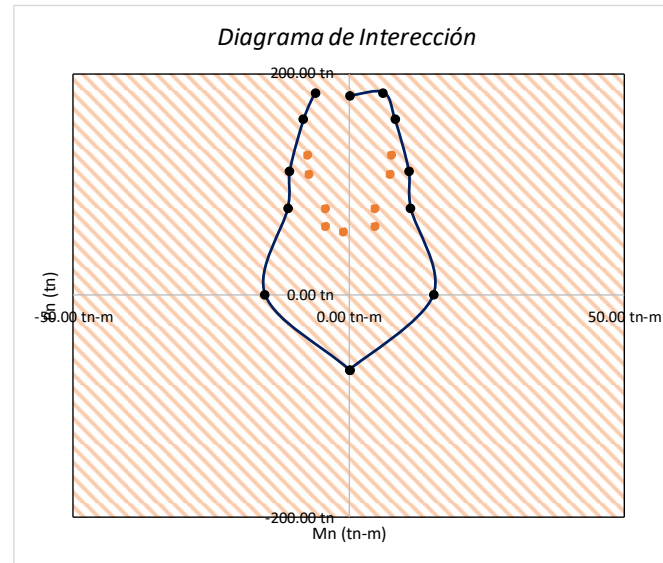
Tn= 67.20 tn
Mn= 0.00 tn-m

8) Datos arrojados por el SAP (Pu, Mu)

Combinación	Pu	Pn=Pu/φ	Mu	Mn=Mu/φ
1.4(CM)+1.7(CV)	-40.04 tn	57.20 tn	1.13 tn-m	-1.26 tn-m
1.25(CM+CV)+SX	-55.24 tn	78.91 tn	-4.03 tn-m	-4.48 tn-m
1.25(CM+CV)-SX	-55.24 tn	78.91 tn	-4.03 tn-m	4.48 tn-m
1.25(CM+CV)+SY	-88.65 tn	126.64 tn	-6.86 tn-m	7.62 tn-m
1.25(CM+CV)-SY	-88.65 tn	126.64 tn	-6.86 tn-m	-7.62 tn-m
0.9CM+SX	-43.56 tn	62.23 tn	-4.03 tn-m	-4.48 tn-m
0.9CM-SX	-43.56 tn	62.23 tn	-4.03 tn-m	4.48 tn-m
0.9CM+SY	-76.96 tn	109.94 tn	-6.72 tn-m	-7.47 tn-m
0.9CM-SY	-76.96 tn	109.94 tn	-6.72 tn-m	7.47 tn-m

9) RESUMEN DE PUNTOS PARA CONSTRUIR EL DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

	Pn	Mn
Pto1	180.00 tn	0.00 tn-m
Pto2	182.95 tn	6.22 tn-m
Pto3	158.78 tn	8.28 tn-m
Pto4	112.42 tn	10.80 tn-m
Pto5	78.71 tn	11.16 tn-m
Pto6	0.00 tn	15.25 tn-m
Pto7	-67.20 tn	0.00 tn-m



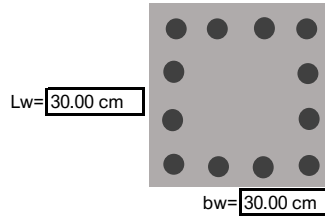
4.7.2. Verificación de columnas en la dirección Y

Construcción de un diagrama de interacción

Columna Simétrica de Forma y Armadura
(Centroide Plástico= C.g de la sección)

Datos Generales y Geometría

bw= 30.00 cm
 Lw= 30.00 cm
 Recubrimiento= 4.00 cm
 Øestribo= 3/8"
 Peralte Efectivo= 26.00 cm
 d'= 4.00 cm
 Jbicación del Centroide Plástico= 15.00 cm Respecto al borde en compresión
 15.00 cm Respecto al borde en tracción
 Tipo Refuerzo Transversal= Estribos ϕ= 0.70



*Colocar dimensiones en los cuadros

Datos Generales de los Materiales

ε_{cu}= 0.0030 Deformación última del concreto
 ε_y= 0.0021 Deformación de fluencia del Acero
 f'_c= 210 kg/cm²
 f_y= 4,200 kg/cm²
 β₁= 0.85
 E_{cu}= 217,371 kg/cm²
 E_s= 2,000,000 kg/cm²

*Colocar fi ϕ

ϕ flexión= 0.90
 ϕ corte= 0.85
 ϕ compresión= 0.70
 ϕ tracción= 0.90

*Acero colocado en cada cara de columna

Varilla Compresión/Tracción =	5/8"	N° Varillas =	3
Varilla As2 =	5/8"	N° Varillas =	2
Varilla As3 =	Seleccionar	N° Varillas =	0
Varilla As4 =	5/8"	N° Varillas =	0

ρ (cuantía)= 0.018 **CUMPLE**
 ρ Max= 0.06
 ρ Min= 0.01

		Colocar
		*Distancia al C.P
A's (Compresión) As5=	6.00 cm ²	11.00 cm
As4=	4.00 cm ²	5.50 cm
As3=	0.00 cm ²	0.00 cm
As2=	0.00 cm ²	5.50 cm
As (Tracción) As1=	6.00 cm ²	11.00 cm
As (total)=	16.00 cm ²	
Ac=	884.00 cm ²	

Calculo de puntos para el diagrama de interacción

1) P_n y M_n para el estado Compresión Pura

M_n= 0.0000

$$P_n = 0.80 * (0.85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + A_{st} * f_y)$$

P_n= 180.00 tn
M_n= 0.00 tn-m

2) Pn y Mn Para cuando ϵ_{cf} (deformación en extremo concreto traccionado) $\epsilon_s = 0.0000$

$\epsilon_{cu} = 0.0030$
 $\epsilon_{ct} = 0.0000$
 $C = 30.00 \text{ cm}$
 $a = 25.50 \text{ cm}$

$\epsilon_{s5} = 0.0026$	$f's5 = 5,200 \text{ kg/cm}^2$	FLUYE
$\epsilon_{s4} = 0.0021$	$f's4 = 4,100 \text{ kg/cm}^2$	NO FLUYE
$\epsilon_{s3} = 0.0015$	$f's3 = 3,000 \text{ kg/cm}^2$	NO FLUYE
$\epsilon_{s2} = 0.0010$	$f's2 = 1,900 \text{ kg/cm}^2$	NO FLUYE
$\epsilon_{s1} = 0.0004$	$f's1 = 800 \text{ kg/cm}^2$	NO FLUYE

*Componentes de fuerzas

$F_{c5} = 25.20 \text{ tn}$		
$F_{c4} = 16.40 \text{ tn}$	$F_{cc} = 136.55 \text{ tn}$	*Fuerza del concreto
$F_{c3} = 0.00 \text{ tn}$		
$F_{c2} = 0.00 \text{ tn}$		
$F_{c1} = 4.80 \text{ tn}$		

Pn= 182.95 tn
Mn= 6.22 tn-m

3) Pn y Mn Para cuando ϵ_s (deformación en acero traccionado) $\epsilon_s = 0.0000$

$\epsilon_{cu} = 0.0030$
 $\epsilon_s = 0.0000$
 $C = 26.00 \text{ cm}$
 $a = 22.10 \text{ cm}$

$\epsilon_{s5} = 0.0025$	$f's5 = 5,077 \text{ kg/cm}^2$	FLUYE
$\epsilon_{s4} = 0.0019$	$f's4 = 3,808 \text{ kg/cm}^2$	NO FLUYE
$\epsilon_{s3} = 0.0013$	$f's3 = 2,538 \text{ kg/cm}^2$	NO FLUYE
$\epsilon_{s2} = 0.0006$	$f's2 = 1,269 \text{ kg/cm}^2$	NO FLUYE
$\epsilon_{s1} = 0.0000$	$f's1 = 0 \text{ kg/cm}^2$	NO FLUYE

*Componentes de fuerzas

$F_{c5} = 25.2$	$F_{cc} = 118.35 \text{ tn}$	*Fuerza del concreto
$F_{c4} = 15.23 \text{ tn}$		
$F_{c3} = 0.00 \text{ tn}$		
$F_{c2} = 0.00 \text{ tn}$		
$F_{c1} = 0.00 \text{ tn}$		

Pn= 158.78 tn
Mn= 8.28 tn-m

4) Pn y Meno para la condición media balanceada εs= 0.00105

ecu= 0.0030
 es= 0.0011
 C= 19.26 cm
 a= 16.37 cm
 es5= 0.00238 f's5= 4,754 kg/cm2 **FLUYE**
 es4= 0.00152 f's4= 3,040 kg/cm2 **NO FLUYE**
 es3= 0.00066 f's3= 1,327 kg/cm2 **NO FLUYE**
 es2= 0.00019 f's2= 387 kg/cm2 **NO FLUYE**
 es1= 0.00105 f's1= 2,100 kg/cm2 **NO FLUYE**

*Componentes de fuerzas

Fc5= 25.20 tn Fcc= 87.66 tn
 Fc4= 12.16 tn
 Fc3= 0.00 tn
 Ft2= 0.00 tn
 Ft1= 12.60 tn

Pn= 112.42 tn
Mn= 10.80 tn-m

5) Pn y Meno para la condición balanceada εs= 0.0021

ecu= 0.0030
 es= 0.0021
 C= 15.29 cm
 a= 13.00 cm
 es5= 0.0022 f's5= 4,431 kg/cm2 **FLUYE**
 es4= 0.0011 f's4= 2,273 kg/cm2 **NO FLUYE**
 es3= 0.0001 f's3= 115 kg/cm2 **NO FLUYE**
 es2= 0.0010 f's2= 2,042 kg/cm2 **NO FLUYE**
 es1= 0.0021 f's1= 4,200 kg/cm2 **FLUYE**

*Componentes de fuerzas

Fc5= 25.20 tn Fcc= 69.62 tn
 Fc4= 9.09 tn
 Fc3= 0.00 tn
 Ft2= 0.00 tn
 Ft1= 25.20 tn

Pn= 78.71 tn
Mn= 11.16 tn-m

6) Pn y Mn para Flexión Pura

$$\sum F_c = C_s4 + C_c + T_s3 + T_s2 + T_s1 = 0$$

Cs4= 58.22 tn	10620.75
Ts3= 16.80 tn	-48960
Ts2= 0.00 tn	-734400
Ts1= 25.20 tn	C= 10.93
a= 9.29	Fcc= 49.77 tn

Pn= 0.00 tn
Mn= 15.25 tn-m

7) Pn Y Mn para Tracción Pura

Mn= 0.000

$$T_n = (A_s t) f_y$$

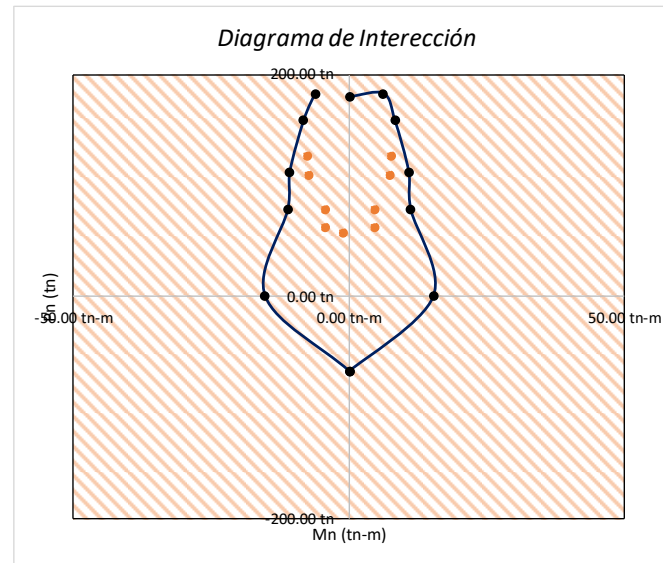
Tn= 67.20 tn
Mn= 0.00 tn-m

8) Datos arrojados por el SAP (Pu, Mu)

Combinación	Pu	Pn=Pu/φ	Mu	Mn=Mu/φ
1.4(CM)+1.7(CV)	-40.04 tn	57.20 tn	1.13 tn-m	-1.26 tn-m
1.25(CM+CV)+SX	-55.24 tn	78.91 tn	-4.03 tn-m	-4.48 tn-m
1.25(CM+CV)-SX	-55.24 tn	78.91 tn	-4.03 tn-m	4.48 tn-m
1.25(CM+CV)+SY	-88.65 tn	126.64 tn	-6.86 tn-m	7.62 tn-m
1.25(CM+CV)-SY	-88.65 tn	126.64 tn	-6.86 tn-m	-7.62 tn-m
0.9CM+SX	-43.56 tn	62.23 tn	-4.03 tn-m	-4.48 tn-m
0.9CM-SX	-43.56 tn	62.23 tn	-4.03 tn-m	4.48 tn-m
0.9CM+SY	-76.96 tn	109.94 tn	-6.72 tn-m	-7.47 tn-m
0.9CM-SY	-76.96 tn	109.94 tn	-6.72 tn-m	7.47 tn-m

9) RESUMEN DE PUNTOS PARA CONSTRUIR EL DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

	Pn	Mn
Pto1	180.00 tn	0.00 tn-m
Pto2	182.95 tn	6.22 tn-m
Pto3	158.78 tn	8.28 tn-m
Pto4	112.42 tn	10.80 tn-m
Pto5	78.71 tn	11.16 tn-m
Pto6	0.00 tn	15.25 tn-m
Pto7	-67.20 tn	0.00 tn-m



4.7.3. Verificación de cortante de columnas

ESPACIAMIENTOS MAXIMOS - SEGÚN E.060	<i>Sección columna C1</i>		
	$b =$	30	cm
	$h =$	30	cm
	$L_u =$	295	cm
	<i>Lo : Zona de confinamiento</i>		
	$h/6 =$	49.17	cm
	$B \text{ o } T =$	30	cm
	$L_{min} =$	50	cm
	Lo :	50.00	cm
	<i>Estribos en zona de confinamiento</i>		
	$8db =$	12.70	cm
	$b/2 \text{ o } t/2 =$	15	cm
	$S_{min} =$	10	cm
	S =	10.00	cm
	<i>Estribos fuera de confinamiento</i>		
$16db =$	25.40	cm	
$48db_e =$	45.72	cm	
$B \text{ o } T =$	30	cm	
$d/2 =$	15	cm	
$S_{min} =$	60	cm	
S =	15.00	cm	

ESPACIAMIENTOS SEGÚN LA NORMA E 060	<i>Dirección X</i>		
	$Mn, sup =$	5.04	$Tn-m$
	$Mn, inf =$	5.04	$Tn-m$
	$Nu =$	55.24	Tn
	$L_u =$	2.95	m
	$\Phi =$	0.85	
	<i>Vu = 3.42 Tn</i>		
	<i>Vn = 2.90 Tn</i>		
	<i>Vc = 7.88 Tn</i>		
	<i>Vs = 0.00 Tn</i>		
	Scalculo = 56.80 cm		
	<i>Dirección Y</i>		
	$Mn, sup =$	8.58	$Tn-m$
	$Mn, inf =$	8.58	$Tn-m$
	$Nu =$	88.65	Tn
$L_u =$	2.95	m	
$\Phi =$	0.85		
<i>Vu = 5.81 Tn</i>			
<i>Vn = 4.94 Tn</i>			
<i>Vc = 9.33 Tn</i>			
<i>Vs = 0.00 Tn</i>			
Scalculo = 56.80 cm			

<i>Cuadro resumen</i>		
Estribos		3/8
1	@	0.5
5	@	10.00
R	@	15.00

4.8. ANALISIS SISMICO CON LA E.030-2018 DEL BLOQUE DE MENOR RIGIDEZ

A continuación, se procederá con la verificación de irregularidades del bloque de menor rigidez, el análisis estático y finalmente con el análisis. El orden con el que se llevará a cabo corresponderá de acuerdo a la particularidad de la estructura que se pretenden determinar, para su respectivo análisis.

4.9.1. Análisis estático

El análisis estático, según la norma vigente al año 2021, se limita a estructuras que no poseen regularidad y regulares que se ubiquen en la zona 1, además de estructuras regulares como máximo de 30 m de altura de y las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería confinada no más de 15 metros, aun cuando sean irregulares, podrán analizarse mediante el procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes. Sin embargo, es necesario hacer el cálculo de la cortante estática para confrontar el resultado con la cortante dinámica.

4.9.2. Parámetros sísmicos de la estructura

El distrito de Chiclayo se encuentra ubicado en la zona 4, por lo cual se escogerá el factor $Z = 0.45$. La estructura en estudio corresponde a las edificaciones comunes porque es una edificación multifamiliar, para lo cual el factor de uso $U = 1.0$. En lo que respecta al estudio de mecánica de suelos del edificio multifamiliar “Residencial Mozart”, el tipo de suelo es “S3”, cuyo factor “S” según la zona Z4 llega a tener un factor amplificado del suelo $S = 1.10$.

El factor de amplificación sísmica obedece al periodo “T” de la estructura en la dirección X-X e Y-Y, así como también de los valores “ T_p ” (periodo que define la plataforma del factor “C”) cuyo valor viene a ser 1.0, mientras que el valor “ T_l ” posee un valor de 1.6. El factor “C” será determinado según la siguiente expresión:

$$\begin{array}{ll} T < T_p & C = 2,5 \\ T_p < T < T_l & C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right) \\ T > T_l & C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_l}{T^2}\right) \end{array}$$

Del análisis modal de la edificación se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 32 Periodos dinámicos de la estructura

Dirección	Periodo
X-X	0.875162
Y-Y	0.413384

Fuente: Propia

Entonces se tomará el valor de 2.5, ya que cumple con la primera condición de $T < T_p$, para el cortante en la base tanto para la dirección X-X e Y-Y. Respecto al coeficiente básico de reducción, para una primera etapa de diseño el coeficiente básico de reducción, va a depender del sistema estructural empleado denominado “Ro”. Este se multiplica por un factor de irregularidad de altura “Ia” y de irregularidad en planta “Ip” que viene a ser $R=R_o \cdot I_a \cdot I_p$, para la estructura analizada, el factor “Ro” viene a ser “6” debido a que es el sistema estructural que mejor se adapta al plano de arquitectura es el sistema de muros estructurales mientras que en la dirección “Y” viene a ser “7” debido a que la placa en esa dirección absorbe más del 20%, por ende, califica como sistema dual. La irregularidad en planta “Ip” que presenta la edificación es la irregularidad torsión extrema en la dirección Y, sin embargo, no presenta irregularidad en altura “Ia”. Entonces para $R_x=6 \cdot 1 \cdot 1= 6$ y $R_y=7 \cdot 1 \cdot 0.60=4.2$.

4.9.3. Fuerza cortante en la base

Según la norma E-030-2018 la fuerza cortante en la base que será usado para la dirección X-X, Y-Y. Estará determinada por la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUGS}{R} \times P ; C \geq 0.125$$

Resolviendo se tiene que para la cortante en la dirección X, $V_x= 211.88$ Tn mientras que para la dirección Y, $V_y= 302.69$ Tn.

Tabla 33 Análisis sísmico estático E.030 2018

ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO			
DATOS DE UBICACIÓN DEL PROYECTO:			
DEPARTAMENTO	LAMBAYEQUE		
PROVINCIA	CHICLAYO.		
DISTRITO	CHICLAYO		
ZONA SISMICA	4		
DIRECCION X-X		DIRECCION Y-Y	
Z=	0.45	Z4	
U=	1	C	
S=	1.10 seg	S3	
T _p =	1.00 seg		
T _L =	1.60 seg		
h _n =	16.95 m		
C _f =	60		
T=	0.875162		
C=	2.5		
R ₀ =	6	Muros estructurales	
I _a =	1		
I _p =	1		
R=	6		
C/R=	0.417	CUMPLE ✓	
P. SISMICO=	1027.30 Tn		
Coef. SISMICO=	0.20625		
V _x =	211.88 Tn		
K _x =	1.188	CUMPLE ✓	
Z=	0.45	Z4	
U=	1	C	
S=	1.10 seg	S3	
T _p =	1.00 seg		
T _L =	1.60 seg		
h _n =	16.95 m		
C _f =	60		
T=	0.413384		
C=	2.5		
R ₀ =	7	Dual	
I _a =	1		
I _p =	0.6	Irregularidad Torsional Extrema	
R=	4.2		
C/R=	0.595	CUMPLE ✓	
P. SISMICO=	1027.30 Tn		
Coef. SISMICO=	0.29464		
V _y =	302.69 Tn		
K _y =	1.00	CUMPLE ✓	

Fuente: Propia

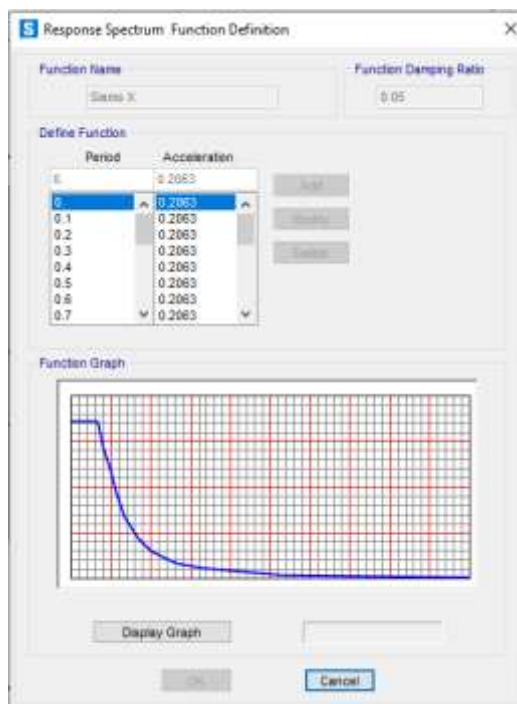
4.9.4. Análisis dinámico

El análisis dinámico según la norma E.030-2018 se puede emplear en cualquier sistema estructural de cualquier zona sísmica reconocidas por la norma. Este análisis se realizará para poder determinar la cortante actuante que toman los elementos verticales que se encuentran en el primer nivel para comparar con la cortante determinada en el análisis estático, verificar las irregularidades de planta y altura, las derivas por nivel. Para en análisis dinámico se utilizará el espectro de aceleraciones tal como indica en la norma E.030-2018.

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

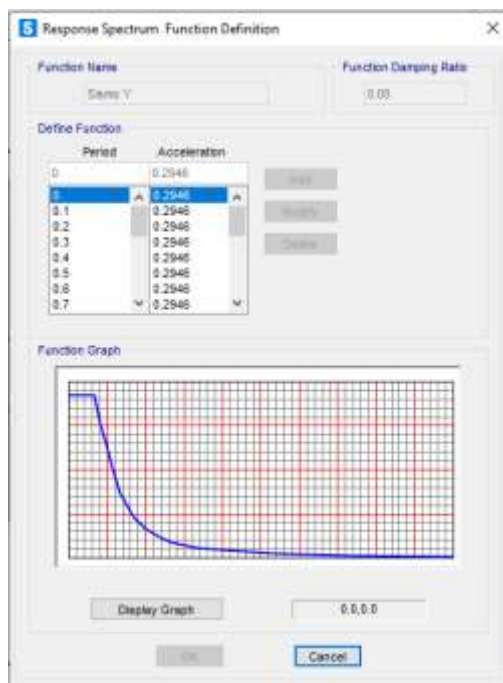
Estos valores lo conocemos del proceso anterior, ingresando estos valores al programa SAP2000.

Ilustración 56 Espectro de respuesta en la dirección X-X



Fuente: SAP2000 v.22.1.0

Ilustración 57 Espectro de respuesta en la dirección Y-Y



Fuente: SAP2000 v.22.1.0

4.9.5. Participación de masas

Según la norma vigente al 2021, los modos de vibración en cualquier dirección de análisis, debe de superar el 90% de participación de masas, sin embargo, se toma en cuenta los tres modos iniciales. Por consiguiente, debido al análisis modal realizado con la ayuda del programa SAP2000 se presenta la siguiente tabla de participación modal.

Tabla 34 Ratios de participación modal

TABLE: Modal Load Participation Ratios			
Case	Dirección	Estático	Dinámico
MODAL	UX	99.9768	94.4244
MODAL	UY	99.9952	97.8288

Fuente: Propia

4.9.6. Derivas de entrepiso

Los desplazamientos laterales fueron calculados con el programa SAP2000. Según la norma E.030-2018, los desplazamientos laterales se multiplicarán para las estructuras irregulares multiplicando por “R” (coeficiente de reducción). Las derivas de entrepiso se calcularán a partir de los desplazamientos.

Tabla 35 Derivas de entrepiso dirección X-X E.030 – 2018

DERIVAS DIRECCIÓN X-X							
R= 6							
PISO	ALTURA	D_ABS_SAP	D_ABS_REAL	D_REL_SAP	D_REAL_REAL	DERIVA MAXIMA	VERIFICACION
1	295	0.4755	2.42505	0.4755	2.42505	0.0082	NO
2	280	1.3991	7.13541	0.9236	4.71036	0.0168	NO
3	280	2.4749	12.62199	1.0758	5.48658	0.0196	NO
4	280	3.5363	18.03513	1.0614	5.41314	0.0193	NO
5	280	4.4861	22.87911	0.9498	4.84398	0.0173	NO
6	280	5.2885	26.97135	0.8024	4.09224	0.0146	NO

Fuente: Propia

Tabla 36 Derivas de entrepiso dirección X-X E.030 – 2018

DERIVAS DIRECCIÓN Y-Y							
R= 4.2							
PISO	ALTURA	D_ABS_SAP	D_ABS_REAL	D_REL_SAP	D_REAL_REAL	DERIVA MAXIMA	VERIFICACION
1	295	2.2056	7.873992	2.2056	7.873992	0.0267	NO
2	280	5.8671	20.945547	3.6615	13.071555	0.0467	NO
3	280	9.6169	34.332333	3.7498	13.386786	0.0478	NO
4	280	12.9039	46.066923	3.287	11.73459	0.0419	NO
5	280	15.464	55.20648	2.5601	9.139557	0.0326	NO
6	280	17.2556	61.602492	1.7916	6.396012	0.0228	NO

Fuente: Propia

Al no cumplir con la deriva permisible de concreto armado, se procederá a reforzar la estructura con marcos de acero con arriostres. Ahora analizaremos el bloque con mayor rigidez.

4.9. ANALISIS SISMICO CON LA E.030-2018 DEL BLOQUE DE MAYOR RIGIDEZ

A continuación, se procederá con la verificación de irregularidades del bloque de mayor rigidez, el análisis estático y finalmente con el análisis. El orden con el que se llevará a cabo corresponderá de acuerdo a la particularidad de la estructura que se pretenden determinar, para su respectivo análisis.

4.10.1. Análisis estático

El análisis estático, según la norma vigente al año 2021, se limita a estructuras que no poseen regularidad y regulares que se ubiquen en la zona 1, además de estructuras regulares como máximo de 30 m de altura de y las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería confinada no más de 15 metros, aun cuando sean irregulares, podrán analizarse mediante el procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes. Sin embargo, es necesario hacer el cálculo de la cortante estática para confrontar el resultado con la cortante dinámica.

4.10.2. Parámetros sísmicos de la estructura

El distrito de Chiclayo se encuentra ubicado en la zona 4, por lo cual se escogerá el factor $Z = 0.45$. La estructura en estudio corresponde a las edificaciones comunes porque es una edificación multifamiliar, para lo cual el factor de uso $U = 1.0$. En lo que respecta al estudio de mecánica de suelos del edificio multifamiliar “Residencial Mozart”, el tipo de suelo es “S3”, cuyo factor “S” según la zona Z4 llega a tener un factor amplificado del suelo $S = 1.10$.

El factor de amplificación sísmica obedece al periodo “T” de la estructura en la dirección X-X e Y-Y, así como también de los valores “ T_p ” (periodo que define la plataforma del factor “C”) cuyo valor viene a ser 1.0, mientras que el valor “ T_l ” posee un valor de 1.6. El factor “C” será determinado según la siguiente expresión:

$$\begin{array}{ll} T < T_p & C = 2,5 \\ T_p < T < T_L & C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right) \\ T > T_L & C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right) \end{array}$$

Del análisis modal de la edificación se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 37 Periodos dinámicos de la estructura

Dirección	Periodo
X-X	0.590945
Y-Y	0.498895

Fuente: Propia

Entonces se tomará el valor de 2.5, ya que cumple con la primera condición de $T < T_p$, para el cortante en la base tanto para la dirección X-X e Y-Y. Respecto al coeficiente básico de reducción, para una primera etapa de diseño el coeficiente básico de reducción, va a depender del sistema estructural empleado denominado “Ro”. Este se multiplica por un factor de irregularidad de altura “Ia” y de irregularidad en planta “Ip” que viene a ser $R=R_o \cdot I_a \cdot I_p$, para la estructura analizada, el factor “Ro” viene a ser “6” debido a que es el sistema estructural que mejor se adapta al plano de arquitectura es el sistema de muros estructurales. La irregularidad en planta “Ip” que presenta la edificación en la dirección X es la irregularidad de discontinuidad de diafragma, mientras que en la dirección Y se presenta irregularidad de sistemas no paralelos. La irregularidad en altura “Ia” que presenta la edificación en ambas direcciones es la irregularidad de masa o peso. Entonces para $R_x=6 \cdot 0.9 \cdot 0.85= 4.59$ y $R_y=7 \cdot 0.9 \cdot 0.90=4.86$.

4.10.3. Fuerza cortante en la base

Según la norma vigente al 2021 la fuerza cortante en la base que será usado para la dirección X-X, Y-Y. Estará determinada por la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P ; C \geq 0.125$$

Resolviendo se tiene que para la cortante en la dirección X, $V_x= 1073.47$ Tn mientras que para la dirección Y, $V_y= 1013.84$ Tn.

Tabla 38 Análisis sísmico estático E.030 2018

ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO			
DATOS DE UBICACIÓN DEL PROYECTO:			
DEPARTAMENTO	LAMBAYEQUE		
PROVINCIA	CHICLAYO.		
DISTRITO	CHICLAYO		
ZONA SISMICA	4		
DIRECCION X-X		DIRECCION Y-Y	
Z=	0.45	Z4	0.45
U=	1	C	1
S=	1.10 seg	S3	1.10 seg
T _p =	1.00 seg		1.00 seg
T _L =	1.60 seg		1.60 seg
h _n =	25.35 m		25.35 m
C _T =	60		60
T=	0.5909945		0.498895
C=	2.5		2.5
R ₀ =	6	Muros estructurales	6
I _a =	0.9	Irregularidad de Masa o Peso	0.9
I _p =	0.85	Discontinuidad del Diafragma	0.9
R=	4.59		4.86
C/R=	0.545	CUMPLE ✓	0.514
P. SISMICO=	3981.61 Tn		3981.61 Tn
Coef. SISMICO=	0.26961		0.25463
V _x =	1073.47 Tn		V _y =
K _x =	1.045	CUMPLE ✓	1.00
			CUMPLE ✓

Fuente: Propia

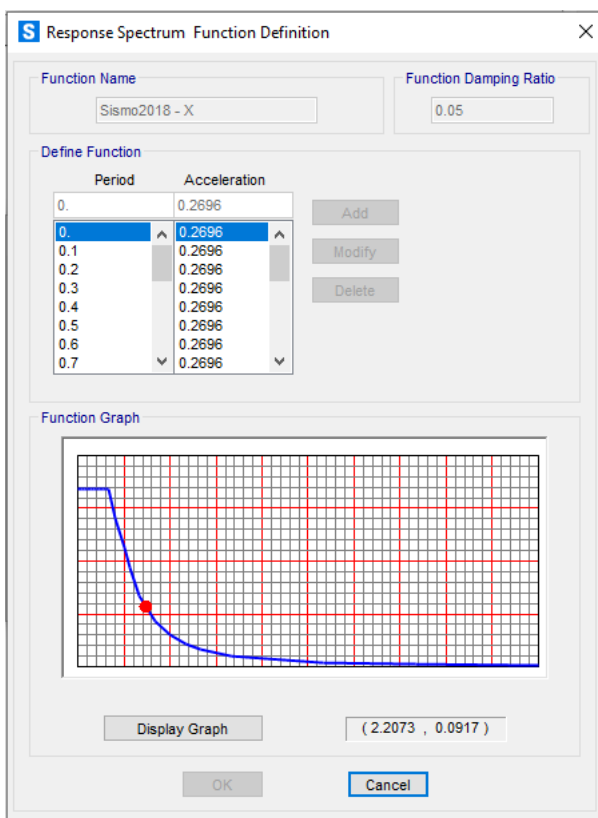
4.10.4. Análisis dinámico

El análisis dinámico según la norma E.030-2018 se puede emplear en cualquier sistema estructural de cualquier zona sísmica reconocidas por la norma. Este análisis se realizará para poder determinar la cortante actuante que toman los elementos verticales que se encuentran en el primer nivel para comparar con la cortante determinada en el análisis estático, verificar las irregularidades de planta y altura, las derivas por nivel. Para en análisis dinámico se utilizará el espectro de aceleraciones tal como indica en la norma E.030-2018.

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

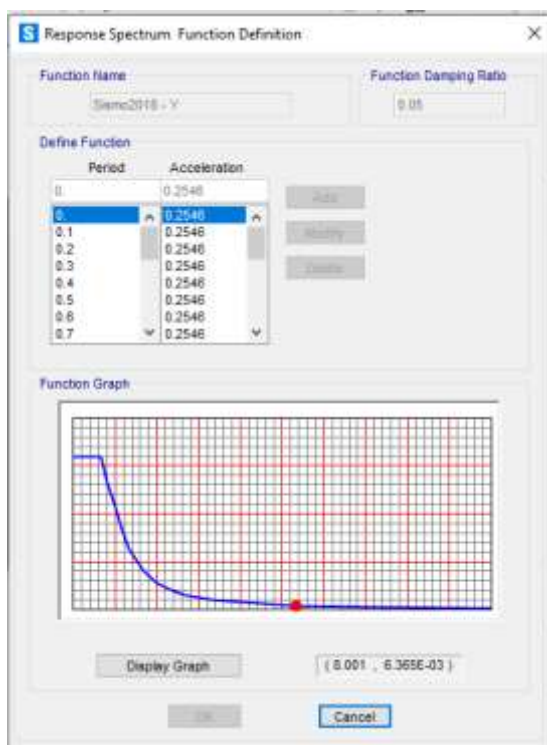
Estos valores lo conocemos del proceso anterior, ingresando estos valores al programa SAP2000

Ilustración 58 Espectro de respuesta en la dirección X-X



Fuente: SAP2000 v.22.1.0

Ilustración 59 Espectro de respuesta en la dirección Y-Y



Fuente: SAP2000 v.22.1.0

4.10.5. Participación de masas

Según la E.030-2018, los modos de vibración en cualquier dirección de análisis, debe de superar el 90% de participación de masas, sin embargo, se toma en cuenta los tres modos iniciales. Por consiguiente, debido al análisis modal realizado con la ayuda del programa SAP2000 se presenta la siguiente tabla de participación modal.

Tabla 39 Ratios de participación modal

TABLE: Modal Load Participation Ratios			
Case	Dirección	Estatico	Dinamico
MODAL	UX	99.9501	91.9424
MODAL	UY	99.9481	91.6195

Fuente: Propia

4.10.6. Derivas de entrepiso

Los desplazamientos laterales fueron calculados con el programa SAP2000. Según la norma E.030-2018, los desplazamientos laterales se multiplicarán para las estructuras irregulares multiplicando por “R” (coeficiente de reducción). Las derivas de entrepiso se calcularán a partir de los desplazamientos.

Tabla 40 Derivas de entrepiso dirección X-X E.030 – 2018

DERIVAS DIRECCIÓN X-X							
R= 4.59							
PISO	ALTURA	D_ABS_SAP	D_ABS_REAL	D_REL_SAP	D_REAL_REAL	DERIVA MAXIMA	VERIFICACION
1	295	0.1915	0.74713725	0.1915	0.74713725	0.0025	SI CUMPLE
2	280	0.5721	2.23204815	0.3806	1.4849109	0.0053	SI CUMPLE
3	280	1.0409	4.06107135	0.4688	1.8290232	0.0065	SI CUMPLE
4	280	1.5395	6.00635925	0.4986	1.9452879	0.0069	SI CUMPLE
5	280	2.0273	7.90951095	0.4878	1.9031517	0.0068	SI CUMPLE
6	280	2.4799	9.67532985	0.4526	1.7658189	0.0063	SI CUMPLE
7	280	2.8916	11.2815774	0.4117	1.60624755	0.0057	SI CUMPLE
8	280	3.2589	12.71459835	0.3673	1.43302095	0.0051	SI CUMPLE

Fuente: Propia

Tabla 41 Derivas de entrepiso dirección X-X E.030 – 2018

DERIVAS DIRECCIÓN Y-Y							
R= 4.86							
PISO	ALTURA	D_ABS_SAP	D_ABS_REAL	D_REL_SAP	D_REAL_REAL	DERIVA MAXIMA	VERIFICACION
1	295	0.1115	0.4606065	0.1115	0.4606065	0.0016	SI CUMPLE
2	280	0.3339	1.3793409	0.2224	0.9187344	0.0033	SI CUMPLE
3	280	0.6276	2.5926156	0.2937	1.2132747	0.0043	SI CUMPLE
4	280	0.9625	3.9760875	0.3349	1.3834719	0.0049	SI CUMPLE
5	280	1.3161	5.4368091	0.3536	1.4607216	0.0052	SI CUMPLE
6	280	1.6729	6.9107499	0.3568	1.4739408	0.0053	SI CUMPLE
7	280	2.0494	8.4660714	0.3765	1.5553215	0.0056	SI CUMPLE
8	280	2.4198	9.9961938	0.3704	1.5301224	0.0055	SI CUMPLE

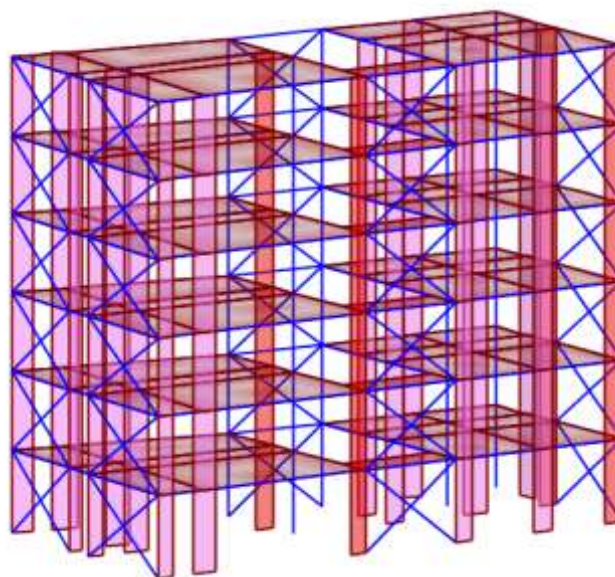
Fuente: Propia

En el caso del bloque de mayor rigidez cumple con la deriva permisible de concreto armado, es por ello que no se necesitara ningún método de reforzamiento.

4.10. PROPUESTA DE REFORZAMIENTO

Debido a que el edificio de menor rigidez no pasa las derivas mínimas de la norma E.030 – 2018 en ninguna de las direcciones de análisis, se propone reforzarlo con marcos de acero para aumentar la rigidez de la estructura.

Ilustración 60 Edificio reforzado con arriostres de acero



Fuente: Propia

4.11.1. Análisis estático

El análisis estático, según la norma vigente al año 2021, se limita a estructuras que no poseen regularidad y regulares que se ubiquen en la zona 1, además de estructuras regulares como máximo de 30 m de altura de y las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería confinada no más de 15 metros, aun cuando sean irregulares, podrán analizarse mediante el procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes. Sin embargo, es necesario hacer el cálculo de la cortante estática para confrontar el resultado con la cortante dinámica.

4.11.2. Parámetros sísmicos de la estructura

El distrito de Chiclayo se encuentra ubicado en la zona 4, por lo cual se escogerá el factor

$Z = 0.45$. La estructura en estudio corresponde a las edificaciones comunes porque es una edificación multifamiliar, para lo cual el factor de uso $U = 1.0$. En lo que respecta al estudio de mecánica de suelos del edificio multifamiliar “Residencial Mozart”, el tipo de suelo es “S3”, cuyo factor “S” según la zona Z4 llega a tener un factor amplificado del suelo $S = 1.10$.

El factor de amplificación sísmica obedece al periodo “T” de la estructura en la dirección X-X e Y-Y, así como también de los valores “ T_p ” (periodo que define la plataforma del factor “C”) cuyo valor viene a ser 1.0, mientras que el valor “ T_l ” posee un valor de 1.6. El factor “C” será determinado según la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} T < T_p & C = 2,5 \\ T_p < T < T_L & C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right) \\ T > T_L & C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right) \end{aligned}$$

Del análisis modal de la edificación se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 42 Periodos dinámicos de la estructura reforzada

Dirección	Periodo
X-X	0.613061
Y-Y	0.550187

Fuente: Propia

Entonces se tomará el valor de 2.5, ya que cumple con la primera condición de $T < T_p$, para el cortante en la base tanto para la dirección X-X e Y-Y. Respecto al coeficiente básico de reducción, para una primera etapa de diseño el coeficiente básico de reducción, va a depender del sistema estructural empleado denominado “ R_o ”. Este se multiplica por un factor de irregularidad de altura “ I_a ” y de irregularidad en planta “ I_p ” que viene a ser $R = R_o \cdot I_a \cdot I_p$, para la estructura analizada, el factor “ R_o ” viene a ser “4” debido que al agregar los marcos de acero, serán los encargados de controlar la deriva del edificio, por ende se escogerá el sistema estructural “Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados”. La irregularidad en planta “ I_p ” que presenta la edificación en la dirección Y es la irregularidad de discontinuidad de diafragma, mientras que en la dirección X no presenta irregularidades. Entonces para $R_x = 4 \cdot 1 \cdot 1 = 4$ y $R_y = 4 \cdot 1 \cdot 0.85 = 3.4$

4.11.3. Fuerza cortante en la base

Según la norma E-030-2018 la fuerza cortante en la base que será usado para la dirección X-X, Y-Y. Estará determinada por la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUGS}{R} x P ; C \geq 0.125$$

Resolviendo se tiene que para la cortante en la dirección X, $V_x = 1515.43$ Tn mientras que para la dirección Y, $V_y = 1782.86$ Tn.

Tabla 43 Análisis sísmico estático E.030 2018

ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO			
DATOS DE UBICACIÓN DEL PROYECTO:			
DEPARTAMENTO	LAMBAYEQUE		
PROVINCIA	CHICLAYO.		
DISTRITO	CHICLAYO		
ZONA SISMICA	4		
DIRECCION X-X		DIRECCION Y-Y	
Z=	0.45	Z4	0.45
U=	1	C	1
S=	1.10 seg	S3	1.10 seg
T _p =	1.00 seg		1.00 seg
T _l =	1.60 seg		1.60 seg
h _n =	25.35 m		25.35 m
C ₁ =	35		35
T=	0.798		0.849
C=	2.5		2.5
R ₀ =	4	Pórticos Ordinarios Resistentes a M	4
I _a =	1		1
I _p =	1	Discontinuidad del Diafragma	0.85
R=	4		3.4
C/R=	0.625	CUMPLE ✓	0.735
P. SISMICO=	4898.35 Tn		4898.35 Tn
Coef. SISMICO=	0.30938		0.36397
V _x =	1515.43 Tn		V _y = 1782.86 Tn
K _x =	1.149	CUMPLE ✓	K _y = 1.17
			CUMPLE ✓

Fuente: Propia

4.11.4. Análisis dinámico

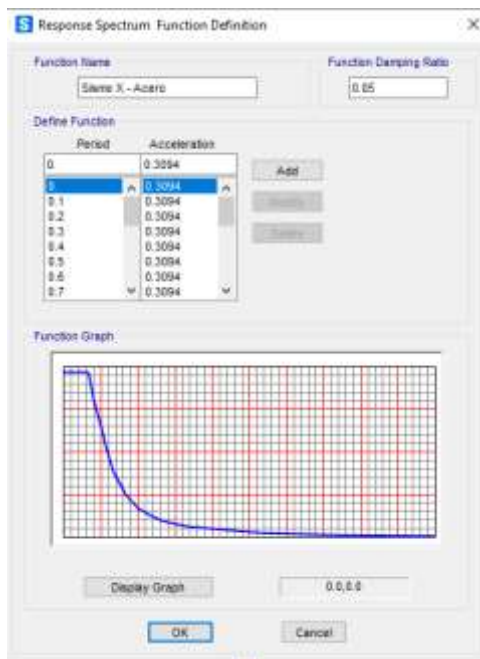
El análisis dinámico según la norma E.030-2018 se puede emplear en cualquier sistema estructural de cualquier zona sísmica reconocidas por la norma. Este análisis se realizará para poder determinar la cortante actuante que toman los elementos verticales que se encuentran en el primer nivel para comparar con la cortante determinada en el análisis estático, verificar las irregularidades de planta y altura, las derivas por nivel. Para en análisis dinámico se utilizará el

espectro de aceleraciones tal como indica en la norma E.030-2018.

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

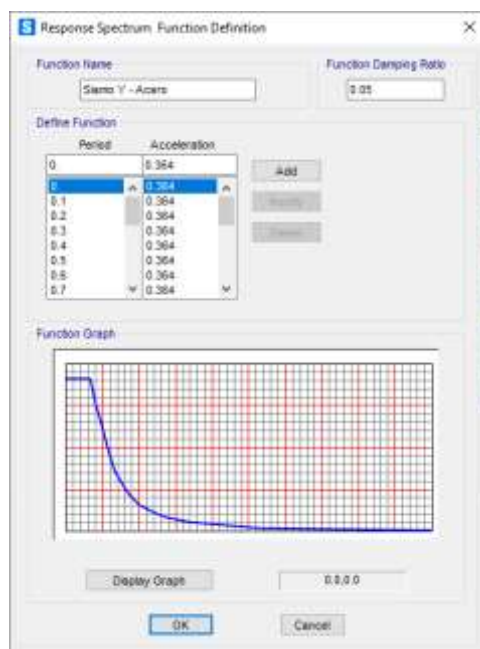
Estos valores lo conocemos del proceso anterior, ingresando estos valores al programa SAP2000

Ilustración 61 Espectro de respuesta en la dirección X-X



Fuente: SAP2000 v.22.1.0

Ilustración 62 Espectro de respuesta en la dirección Y-Y



Fuente: SAP2000 v.22.1.0

4.11.5. Participación de masas

Según la E.030-2018, los modos de vibración en cualquier dirección de análisis, debe de superar el 90% de participación de masas, sin embargo, se toma en cuenta los tres modos iniciales. Por consiguiente, debido al análisis modal realizado con la ayuda del programa SAP2000 se presenta la siguiente tabla de participación modal.

Tabla 44 Ratios de participación modal

TABLE: Modal Load Participation Ratios			
Case	Dirección	Estático	Dinámico
MODAL	UX	99.9674	95.0458
MODAL	UY	99.9598	96.5006

Fuente: Propia

4.11.6. Derivas de entropiso

Los desplazamientos laterales fueron calculados con el programa SAP2000. Según la norma E.030-2018, los desplazamientos laterales se multiplicarán para las estructuras irregulares multiplicando por “R” (coeficiente de reducción). Las derivas de entropiso se calcularán a partir de los desplazamientos.

Tabla 45 Derivas de entropiso dirección X-X E.030 – 2018

DERIVAS DIRECCIÓN X-X							
R= 4							
PISO	ALTURA	D_ABS_SAP	D_ABS_REAL	D_REL_SAP	D_REAL_REAL	DERIVA MAXIMA	VERIFICACION
1	295	0.3366	1.14444	0.3366	1.14444	0.0039	SI CUMPLE
2	280	0.8212	2.79208	0.4846	1.64764	0.0059	SI CUMPLE
3	280	1.3587	4.61958	0.5375	1.8275	0.0065	SI CUMPLE
4	280	1.8965	6.4481	0.5378	1.82852	0.0065	SI CUMPLE
5	280	2.2547	7.66598	0.3582	1.21788	0.0043	SI CUMPLE
6	280	2.5689	8.73426	0.3142	1.06828	0.0038	SI CUMPLE

Fuente: Propia

Tabla 46 Derivas de entropiso dirección Y-Y E.030 – 2018

DERIVAS DIRECCIÓN Y-Y							
R= 3.4							
PISO	ALTURA	D_ABS_SAP	D_ABS_REAL	D_REL_SAP	D_REAL_REAL	DERIVA MAXIMA	VERIFICACION
1	295	0.4455	1.287495	0.4455	1.287495	0.0044	SI CUMPLE
2	280	0.8913	2.575857	0.4458	1.288362	0.0046	SI CUMPLE
3	280	1.4853	4.292517	0.594	1.71666	0.0061	SI CUMPLE
4	280	2.0145	5.821905	0.5292	1.529388	0.0055	SI CUMPLE
5	280	2.4078	6.958542	0.3933	1.136637	0.0041	SI CUMPLE
6	280	2.6897	7.773233	0.2819	0.814691	0.0029	SI CUMPLE

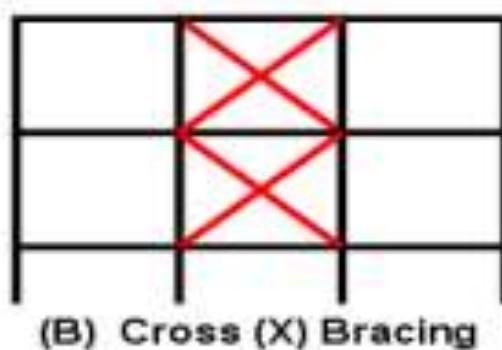
Fuente: Propia

Como se puede apreciar, el reforzamiento propuesto cumple con las derivas permisibles de la norma, ahora se procederá a diseñar los arriostres.

4.11.7. Diseño de arriostres de acero

Para aumentar la rigidez del sistema estructural, se procedió a colocar arriostres concéntricos en forma de X de manera que ayude a la estructura a cumplir con la deriva permisible en acero, que es 0.01.

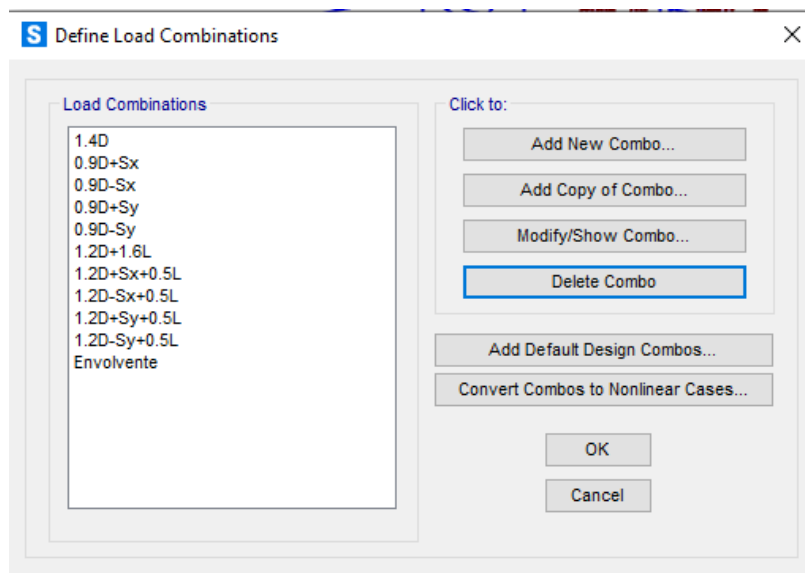
Ilustración 63 Arriostre de tipo "X"



Fuente: ASCE

Es por ello que se colocaron arriostres en la dirección X e Y, asimismo se procederá a crear las combinaciones para analizar la sección de los arriostres.

Ilustración 64 Combinaciones para el análisis sísmico de arriostres



Fuente: Propia

Una vez creado todas las combinaciones, la agrupamos en la combinación envolvente y analizamos las fuerzas axiales de los arriostres. Además de ello verificamos que cumple la relación de esbeltez.

Tabla 47 Axial y combo de diseño de arriostre de la dirección X-X

DATOS	AXIAL	
	TRACCIÓN	COMPRESIÓN
1.2D+Sy+0.5L	25.16 ton	-27.95 ton
0.9D+Sy	25.52 ton	-27.58 ton

Fuente: Propia

En la dirección X el esfuerzo a compresión alcanza el valor de 27.95 Tn mientras que el esfuerzo de tracción es de 27.73 Tn. El perfil escogido es HSS 4"x4"x1/4" ya que cumple con los requerimientos de la estructura y satisface las condiciones de diseño.

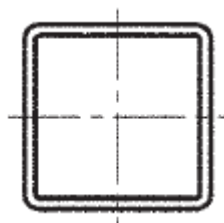
Tabla 48 Axial y combo de diseño de arriostre de la dirección Y-Y

DATOS	AXIAL	
	TRACCIÓN	COMPRESIÓN
1.2D+Sy+0.5L	39.22 ton	-43.03 ton
0.9D+Sy	39.76 ton	-42.47 ton

Fuente: Propia

En la dirección Y el esfuerzo a compresión alcanza el valor de 43.03 Tn mientras que el esfuerzo de tracción es de 39.76 Tn. El perfil escogido es HSS 4"x4"x1/4" y 5"x5"x1/4" ya que cumple con los requerimientos de la estructura y satisface las condiciones de diseño.

Ilustración 65 Dimensiones de arriostre HSS 4"x 4" x 1/4" y 5" x 5" x 1/4"



Fuente: AISC

Características geométricas y mecánicas
--

Ag= 3.37 in ²	E= 29000 Ksi
b/t= 14.2	Fy= 50 Ksi
h/t= 14.2	Fu= 65 Ksi
Ix= 7.8 in ⁴	
Iy= 7.8 in ⁴	
r= 1.52 in	
t= 0.233 in	

Características geométricas y mecánicas
--

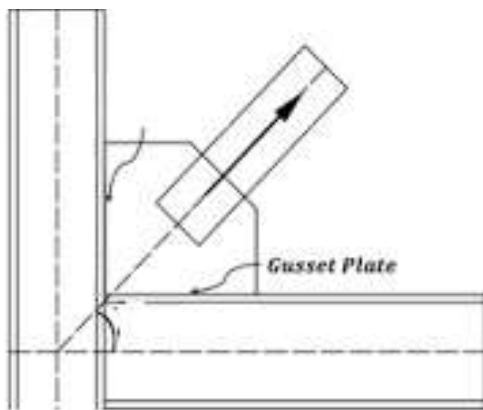
Ag= 4.3 in ²	E= 29000 Ksi
b/t= 18.5	Fy= 50 Ksi
h/t= 18.5	Fu= 65 Ksi
Ix= 16 in ⁴	
Iy= 16 in ⁴	
r= 1.93 in	
t= 0.233 in	

4.11.7.1. Verificación de diseño de arriostres

DISEÑO DE ARRIOSTRE - DIRECCION X	DISEÑO DE ARRIOSTRE - DIRECCION Y																																																																																																																																								
<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 15%;">Arriostre</td> <td style="width: 20%;">HSS4X4X1/4</td> <td style="width: 15%;">E=</td> <td style="width: 50%;">2000000.00 kg/cm²</td> </tr> <tr> <td>A=</td> <td>3.37 in²</td> <td>P_U=</td> <td>25.52 Ton</td> </tr> <tr> <td>D_e=</td> <td>0.00 in</td> <td>Cu=</td> <td>27.95 Ton</td> </tr> <tr> <td>D_f=</td> <td>0.00 in</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>r=</td> <td>1.52 in</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>F_y=</td> <td>3515.00 kg/cm²</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>F_U=</td> <td>4570.00 kg/cm²</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>L_r=</td> <td>95.26 in</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>t=</td> <td>0.23 in</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>R_y=</td> <td>1.10</td> <td></td> <td></td> </tr> </table> <p>RESISTENCIA A TRACCIÓN DEL ARRIOSTRE</p> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 15%;">∅=</td> <td style="width: 35%;">0.9</td> <td style="width: 50%;"></td> </tr> <tr> <td>∅R_N=</td> <td style="background-color: #FFD700;">75.66 Tn</td> <td>OK</td> </tr> </table> <p>FLUENCIA POR TRACCIÓN DEL ARRIOSTRAMIENTO</p> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 15%;">∅=</td> <td style="width: 35%;">0.9</td> <td style="width: 50%;"></td> </tr> <tr> <td>∅R_N=</td> <td style="background-color: #FFD700;">68.78 Tn</td> <td>OK</td> </tr> </table> <p>RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL ARRIOSTRAMIENTO</p> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 15%;">C_n=</td> <td style="width: 20%;">54.83 Ton</td> <td style="width: 10%; background-color: #FFD700;">OK</td> <td style="width: 55%;"></td> </tr> <tr> <td>F_{CR}=</td> <td>2.80 Tn/cm²</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>F_e=</td> <td>5.03 Tn/cm²</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>KL/r=</td> <td>62.67</td> <td style="background-color: #FFD700;">OK</td> <td></td> </tr> </table>	Arriostre	HSS4X4X1/4	E=	2000000.00 kg/cm²	A=	3.37 in ²	P _U =	25.52 Ton	D _e =	0.00 in	Cu=	27.95 Ton	D _f =	0.00 in			r=	1.52 in			F _y =	3515.00 kg/cm ²			F _U =	4570.00 kg/cm ²			L _r =	95.26 in			t=	0.23 in			R _y =	1.10			∅=	0.9		∅R _N =	75.66 Tn	OK	∅=	0.9		∅R _N =	68.78 Tn	OK	C _n =	54.83 Ton	OK		F _{CR} =	2.80 Tn/cm ²			F _e =	5.03 Tn/cm ²			KL/r=	62.67	OK		<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 15%;">Arriostre</td> <td style="width: 20%;">HSS4X4X1/4</td> <td style="width: 15%;">E=</td> <td style="width: 50%;">2000000.00 kg/cm²</td> </tr> <tr> <td>A=</td> <td>3.37 in²</td> <td>P_U=</td> <td>39.76 Ton</td> </tr> <tr> <td>D_e=</td> <td>0.00 in²</td> <td>Cu=</td> <td>43.03 Ton</td> </tr> <tr> <td>D_f=</td> <td>0.00 in²</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>r=</td> <td>1.52 in²</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>F_y=</td> <td>3515.00 in²</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>F_U=</td> <td>4570.00 in²</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>L_r=</td> <td>95.26 in²</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>t=</td> <td>0.23 in²</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>R_y=</td> <td>1.10 in²</td> <td></td> <td></td> </tr> </table> <p>RESISTENCIA A TRACCIÓN DEL ARRIOSTRE</p> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 15%;">∅=</td> <td style="width: 35%;">0.9</td> <td style="width: 50%;"></td> </tr> <tr> <td>∅R_N=</td> <td style="background-color: #FFD700;">75.66 Tn</td> <td>OK</td> </tr> </table> <p>FLUENCIA POR TRACCIÓN DEL ARRIOSTRAMIENTO</p> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 15%;">∅=</td> <td style="width: 35%;">0.9</td> <td style="width: 50%;"></td> </tr> <tr> <td>∅R_N=</td> <td style="background-color: #FFD700;">68.78 Tn</td> <td>OK</td> </tr> </table> <p>RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL ARRIOSTRAMIENTO</p> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 15%;">C_n=</td> <td style="width: 20%;">54.83 Ton</td> <td style="width: 10%; background-color: #FFD700;">OK</td> <td style="width: 55%;"></td> </tr> <tr> <td>F_{CR}=</td> <td>2.80 Tn/cm²</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>F_e=</td> <td>5.03 Tn/cm²</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>KL/r=</td> <td>62.67</td> <td style="background-color: #FFD700;">OK</td> <td></td> </tr> </table>	Arriostre	HSS4X4X1/4	E=	2000000.00 kg/cm²	A=	3.37 in ²	P _U =	39.76 Ton	D _e =	0.00 in ²	Cu=	43.03 Ton	D _f =	0.00 in ²			r=	1.52 in ²			F _y =	3515.00 in ²			F _U =	4570.00 in ²			L _r =	95.26 in ²			t=	0.23 in ²			R _y =	1.10 in ²			∅=	0.9		∅R _N =	75.66 Tn	OK	∅=	0.9		∅R _N =	68.78 Tn	OK	C _n =	54.83 Ton	OK		F _{CR} =	2.80 Tn/cm ²			F _e =	5.03 Tn/cm ²			KL/r=	62.67	OK	
Arriostre	HSS4X4X1/4	E=	2000000.00 kg/cm²																																																																																																																																						
A=	3.37 in ²	P _U =	25.52 Ton																																																																																																																																						
D _e =	0.00 in	Cu=	27.95 Ton																																																																																																																																						
D _f =	0.00 in																																																																																																																																								
r=	1.52 in																																																																																																																																								
F _y =	3515.00 kg/cm ²																																																																																																																																								
F _U =	4570.00 kg/cm ²																																																																																																																																								
L _r =	95.26 in																																																																																																																																								
t=	0.23 in																																																																																																																																								
R _y =	1.10																																																																																																																																								
∅=	0.9																																																																																																																																								
∅R _N =	75.66 Tn	OK																																																																																																																																							
∅=	0.9																																																																																																																																								
∅R _N =	68.78 Tn	OK																																																																																																																																							
C _n =	54.83 Ton	OK																																																																																																																																							
F _{CR} =	2.80 Tn/cm ²																																																																																																																																								
F _e =	5.03 Tn/cm ²																																																																																																																																								
KL/r=	62.67	OK																																																																																																																																							
Arriostre	HSS4X4X1/4	E=	2000000.00 kg/cm²																																																																																																																																						
A=	3.37 in ²	P _U =	39.76 Ton																																																																																																																																						
D _e =	0.00 in ²	Cu=	43.03 Ton																																																																																																																																						
D _f =	0.00 in ²																																																																																																																																								
r=	1.52 in ²																																																																																																																																								
F _y =	3515.00 in ²																																																																																																																																								
F _U =	4570.00 in ²																																																																																																																																								
L _r =	95.26 in ²																																																																																																																																								
t=	0.23 in ²																																																																																																																																								
R _y =	1.10 in ²																																																																																																																																								
∅=	0.9																																																																																																																																								
∅R _N =	75.66 Tn	OK																																																																																																																																							
∅=	0.9																																																																																																																																								
∅R _N =	68.78 Tn	OK																																																																																																																																							
C _n =	54.83 Ton	OK																																																																																																																																							
F _{CR} =	2.80 Tn/cm ²																																																																																																																																								
F _e =	5.03 Tn/cm ²																																																																																																																																								
KL/r=	62.67	OK																																																																																																																																							

Respecto a la conexión del arriostre con el marco de acero, se conectarán mediante una Gusset Plate y se puede verificar sus dimensiones en milímetros y la longitud y tipo de soldadura empleada para su diseño en el siguiente apartado.

Ilustración 66 Detalle típico de Gusset Plate



Fuente: AISC

4.11.7.2. Verificación de conexiones de arriostres

Arriostre	HSS4X4X1/4		
A=	3.37 in ²	E=	200000.00 kg/cm ²
D _e =	0.00 in	P _U =	39.76 Ton
D _f =	0.00 in	C _U =	43.03 Ton
r=	1.52 in		
F _y =	3515.00 kg/cm ²	Platina	A-50
F _U =	4570.00 kg/cm ²	F _y =	3515.00 kg/cm ²
L _r =	95.26 in	F _U =	4570.00 kg/cm ²
t=	0.23 in		
L _{cartela} =	25.00 cm	Soldadura	70 KSI
B _{cartela} =	30.00 cm		4925.00 kg/cm ²

Verificación 1: Resistencia a la tracción del arriostre

Ø=	0.9	
ØR _N =	68.78 Tn	CUMPLE

(a) Para fluencia en tracción en la sección bruta:

$$P_n = F_y A_g \tag{D2-1}$$

$$\phi_t = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_t = 1.67 \text{ (ASD)}$$

Verificación 2: Tamaño máximo de la soldadura

D=	4.96	
t _w =	3/16"	CUMPLE
Ø=	0.75	
L _{wd} =	13.31 cm	
L _{wd-ASUMIDA} =	18.00 cm	CUMPLE
ØR _N =	53.73 Tn	CUMPLE

Verificación 3: Espesor mínimo de la cartela

$\phi =$	0.75	
$t_{p-min} =$	0.54 cm	
$t_{p-EMPLEAR} =$	1/4 "	CUMPLE

Verificación 4: Fluencia de ruptura por tracción del arristramiento

$A_{NETA} =$	3.20 in ²	
$B =$	4.00 in	
$H =$	4.00 in	
$\bar{X} =$	1.50 in	
$U =$	0.79	
$A_{efectiva} =$	2.52 in ²	
$\phi =$	0.75	
$\phi R_N =$	55.76 Tn	CUMPLE

6	Tubo Rectangular	con sólo una placa gusset concéntrica	$I \geq H \dots U = 1 - \bar{X}/l$ $\bar{X} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$	
		con dos placas gusset concéntricas	$I \geq H \dots U = 1 - \bar{X}/l$ $\bar{X} = \frac{B^2}{4(B+H)}$	

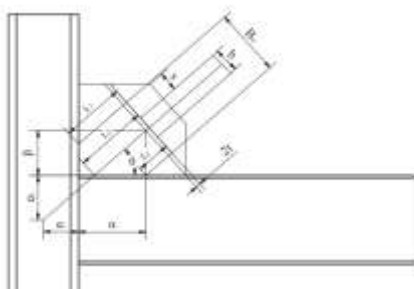
Para ruptura en tracción en la sección neta:

$$P_n = F_u A_e$$

$$\phi_t = 0,75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_t = 2,00 \text{ (ASD)}$$

Verificación 5: Sección de Withmore

B=	4.00 in	
a=	3.41 in	
L _{withmore} =	27.48 cm	
L _{withmore-empleada} =	27.50 cm	
Ø=	0.9	
ØR _N =	82.86 Tn	CUMPLE
Ø=	0.75	
ØR _N =	89.78 Tn	CUMPLE
eB=	20.32	
eC=	23.37	
α=	12.80	
β=	11.55	
r=	48.20	



Verificación 6: Bloque de corte de la cartela

A _{N-corte} =	14.29 cm ²	
A _{N-tension} =	9.68 cm ²	
Ø=	0.75	
ØR _N =	62.55 Tn	
ØR _N =	55.77 Tn	
ØR _N =	55.77 Tn	CUMPLE

$$R_n = 0,6F_u A_{nv} + U_b F_u A_{nt} \leq 0,6F_y A_{gv} + U_b F_u A_{nt}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2,00 \text{ (ASD)}$$

TABLA J2.4
Tamaño Mínimo de Soldadura de Filete

Espesor de parte unida más delgada, mm	Tamaño mínimo de soldadura de filete ^[a] , mm
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Mayor que 19	8

^[a] Dimensión del pie de la soldadura de filete. Se deben utilizar soldaduras de paso simple.

Nota: Ver la Sección J2.2b para el tamaño máximo de soldaduras de filete.

Verificación 7: Resistencia a compresión del arriostamiento

$C_n =$	51.33 Ton	CUMPLE
$F_{CR} =$	2.62 Tn/cm ²	
$F_e =$	5.03 Tn/cm ²	
$KL/r =$	62.67	CUMPLE

a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cre} = \left(0.658 \frac{R_y F_y}{F_e} \right) R_y F_y$$

b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cre} = 0.877 F_e$$

donde

F_e = Esfuerzo crítico de pandeo elástico.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$

Verificación 8: Pandeo a compresión de la plancha

$K =$	1.09	
$L_g =$	15.00 cm	
$r =$	0.27 cm	
$KL_w/r =$	59.41	
$F_e =$	5.59 Tn/cm ²	
$F_{CR} =$	2.70 Tn/cm ²	
$\phi =$	0.9	
$L_w - \min =$	17.17	CUMPLE

$$K = \frac{K_m}{\sqrt{1 + \frac{1}{1 + \frac{1}{2} \frac{L_w}{L_g}}}}$$

4.11.7.3. Verificación de marcos de acero

Fuerza cortante en zona arriostre				
Dirección	Eje	Fuerza (tnf)	Diametro perno	#pernos
X-X	A-A	22.70	5/8	8
X-X	D-D	21.69	5/8	8
Y-Y	1-1 (A-B)	12.65	1/2	8
Y-Y	1-1 (C-D)	19.60	5/8	7
Y-Y	6-6	16.78	1/2	10

$$\phi = 0.75 \quad \Omega = 2.0$$

$$R_n = F_{nv} \cdot A_b$$

A_b = área bruta del perno
 $F_{nv} = 0.50 F_u$ (hilos excluidos)
 $0.40 F_u$ (hilos incluidos)

- A325-N $F_{nv} = 3375 \text{ kg/cm}^2$ (48 ksi)
- A325-X $F_{nv} = 5065 \text{ kg/cm}^2$ (72 ksi)
- A490-N $F_{nv} = 4220 \text{ kg/cm}^2$ (60 ksi)
- A490-X $F_{nv} = 5275 \text{ kg/cm}^2$ (75 ksi)

Calculando el eje A-A

$$0.75 * 0.6 * F_{nv} * A_p * \#_p \geq Vu$$

Donde:

A_p = Área del perno

$\#_p$ = Número de pernos

$$0.75 * 0.6 * 3375 * \frac{\pi * \left(\frac{5}{8} * 2.54\right)^2}{4} * 8 \geq Vu$$

$$24.05 \text{ tnf} \geq Vu$$

V. CONCLUSIONES

- Se concluye que el estudio de suelos del expediente técnico del edificio multifamiliar “Residencial Mozart” satisface los parámetros mínimos que exige la norma E.050 Suelos y Cimentaciones. Además, se comparó con un estudio cercano a la zona y se obtuvieron capacidades portantes similares.
- Se concluye que el modelamiento en el programa SAP2000 fue correcto y se tuvo en cuenta la geometría y secciones de los elementos según los planos estructurales.
- Se concluye que la estructura de la “Residencial Mozart”, después del análisis con la norma E.030 – 2018 y con ayuda del software SAP2000, no cumple derivas en ninguna de las direcciones consideradas. La deriva máxima en la dirección X tiene 0.0119 para el sismo en esa dirección mientras que la deriva máxima en la dirección Y es de 0.0445.
- Se concluye que el edificio “Residencial Mozart” posee irregularidades en planta y altura en ambas versiones de la norma E.030, entre las cuales tenemos la irregularidad torsional extrema la cual no está permitido en una zona de alta sismicidad (Zona 4) en la norma vigente. Es por ello que se propone la separación del edificio con una distancia $s=15$ cm para excluir esta irregularidad.
- A raíz de los datos obtenidos en el software SAP2000, se concluye que, con la separación de edificios, el bloque de menor rigidez necesita reforzamiento ya que su deriva máxima en la dirección X es 0.0196 mientras que en la dirección Y es 0.0478. Por otro lado, el bloque de mayor rigidez cumple con las derivas permisibles para concreto armada, la deriva máxima de la estructura en dirección X es de 0.0069 mientras que en la dirección Y es 0.0056.
- Se concluye que el reforzamiento de marcos de acero cumple con las derivas permisibles de la E.030 2018. La deriva máxima en la dirección X es 0.0065 mientras que en la dirección Y es de 0.0061. Así mismo, se colocaron los arriostres en forma de “X” y se eligió el perfil HSS 4” x 4” x ¼” y HSS 5” x 5” x ¼” .
- Finalmente, se concluye que el sistema de reforzamiento escogido afecta la arquitectura inicial, pero es necesario que el edificio estructuralmente se comporte de la mejor manera ante un sismo. Es por ello que se sugiere colocar celosías a fin de mitigar el impacto arquitectónico y proporcionar una entrada de luz controlada.

VI. RECOMENDACIONES

- Se recomienda verificar con criterio el modo fundamental de la estructura debido a que muchas veces se cree, erróneamente, que el programa arrojará los resultados correctos.
- Se recomienda emplear diafragma semirrígido en estructuras irregulares, debido a que influye de gran manera en la participación modal de la estructura y en el sismo modal espectral.

VII. REFERENCIAS

- [1] J. Muñoz, Ingeniería Sismorresistente, Lima, 2004.
- [2] E. Silgado, Historia de los sismos mas notables ocurridos en el Perú (1513-1974), Lima: Instituto de Geología y Minería, 1978.
- [3] Y. Lugo, «Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento,» [En línea]. Available: <http://www3.vivienda.gob.pe/dnc/archivos/SeminarioN/2.%20Norma%20E.030%20Dise%C3%B1o%20Sismorresistente.pdf>. [Último acceso: 25 Mayo 2020].
- [4] P. Martel, «Comparación de la respuesta sísmica de edificaciones escolares diseñadas con las normas simorresistentes de 1997 y 1977. (Afectados por el sismo del 23 de junio del 2001, región sur-Arequipa),» Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, 2017.
- [5] Instituto Nacional de Defensa Civil, «Instituto Nacional de Defensa Civil,» 12 Noviembre 1996. [En línea]. Available: https://www.indeci.gob.pe/wp-content/uploads/2019/01/6_terre.pdf. [Último acceso: 27 Mayo 2020].
- [6] H. Tavera, «Instituto Geofísico del Perú,» 23 Junio 2001. [En línea]. Available: <https://repositorio.igp.gob.pe/handle/IGP/1121>. [Último acceso: 27 Mayo 2020].
- [7] Instituto Geofísico del Perú, «BOLETÍN SÍSMICO N° 190 - 2013,» Lambayeque, 2013.
- [8] Instituto Geofísico del Perú, «BOLETÍN SÍSMICO - Sismo del 06 de marzo del 2019,» Ferreñafe, 2019.
- [9] Centro Sismológico Nacional, «Instituto Geofísico del Perú,» 20 Marzo 2020. [En línea]. Available: <https://ultimosismo.igp.gob.pe/mapa/-7.1/-80.78>. [Último acceso: 31 Mayo 2020].
- [10] H. Tavera, «Ministerio del Ambiente,» [En línea]. Available: <https://sinia.minam.gob.pe/mapas/mapa-sismico-peru-periodo-1960-2017>. [Último acceso: 25 Mayo 2020].
- [11] D. Souza, «Reforço estrutural de uma edificação histórica na cidade de Rio Branco – Acre,» *Revista de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción*, vol. V, n° 2, pp. 126-137, 2015.
- [12] D. Jimenez, «Identificación de la condición de diafragma rígido o flexible a partir de instrumentación sísmica y modelación de losas tipo shell o membrana en sistemas de resistencia lateral,» Universidad EAFIT, Medellín, 2017.
- [13] J. Perdomo, «Evaluación de vulnerabilidad y reforzamiento estructural de la edificación estación de bomberos sede transversal 12 Tuluá Valle,» Pontificia Universidad Javeriana, Valle de Cauca, 2018.
- [14] N. Banu y M. Vahini, «Study on Rigid and semi rigid diaphragm in multistoried structure using e-tabs,» *International Research Journal of Engineering and Technology*, vol. V, n° 8, pp. 1216-1222, 2018.
- [15] G. Vivanco, «Evaluación y reforzamiento estructural del Centro Médico Municipal mediante el método de encamisado, distrito de Huancayo - 2016,» Universidad Peruana Los Andes, Huancayo, 2016.
- [16] C. Belizario, «Reforzamiento estructural de una edificación de concreto armado de dos pisos con fines de ampliación,» Universidad Nacional del Centro del Perú, Huancayo, 2017.
- [17] L. Aclari, «Análisis sísmico dinámico aplicando las normas e030-2016 y e030-2003 en un edificio de 5 pisos,» Universidad Peruana Los Andes, Huancayo, 2018.
- [18] C. Calle, «VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE LA I.E. N° 10024 “NUESTRA SEÑORA DE FÁTIMA”,» Universidad Señor de Sipan, Pimentel, 2017.
- [19] Federal Emergency Management Agency, Designing for Earthquake: A Manual for Architects, Estados Unidos: National Earthquake Hazards Reduction Program, 2006.
- [20] The National Bureau of Standards, Engineering Aspects of the September 19, 1985 Mexico Earthquake, Estados Unidos : Departamento de Comercio, 1987.

- [21] Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, «Norma E.030 Diseño Sismorresistente,» Lima, 2018.
- [22] J. Novák, Preliminary design of concrete structures, Prague: Czech Technical University in Prague.
- [23] A. Blanco, Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, Lima: Capítulo de Ingeniería Civil.
- [24] The European Union, Eurocode - Basis of structural design, European Committee For Standardization, 2005.
- [25] Federal Emergency Management Agency, Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, Washington D. C., 2006.
- [26] J. Acuña y J. Forero, «Estado del Arte de las Técnicas de Reforzamiento Estructural para Edificaciones Existentes Hechas en Concreto Reforzado en Colombia,» Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, 2017.
- [27] Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, «Norma E.020 Cargas,» Lima, Perú., 2006.
- [28] Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento , «Norma E.060 Concreto Armado,» Lima, Perú., 2009.
- [29] H. Cotler, E. Sotelo, J. Dominguez, M. Zorrilla, S. Cortina, Quiñones y Leticia, «La conservación de suelos: un asunto de interés público,» *Gaceta Ecológica*, nº 83, pp. 5-71, 2007.
- [30] Computers & Structures, Inc., «Csi America,» Computers & Structures, Inc., 14 Octubre 2019. [En línea]. Available: <https://wiki.csiamerica.com/display/etabs/Rigid+vs.+Semi-rigid+diaphragm>. [Último acceso: 18 Abril 2021].
- [31] American Society of Civil Engineers, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, Virginia: American Society of Civil Engineers, 2017.
- [32] M. El Shamieh, «Quora,» 2020. [En línea]. Available: <https://www.quora.com/What-is-diaphragm-action-of-slab-and-how-to-differentiate-between-rigid-semi-rigid-and-flexible-diaphragms>. [Último acceso: 18 Abril 2021].
- [33] Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, «Norma E.030 Diseño Sismorresistente,» Lima, 2006.
- [34] S. Wood, J. Wight y J. Moehle, The 1985 Chile Earthquake: Observations on Earthquake-Resistant Construction in Viña del Mar, Illinois: University of Illinois, 2002.
- [35] J. Souza, «Arch Daily,» 9 Abril 2018. [En línea]. Available: <https://www.archdaily.com/891880/learn-to-pre-dimension-a-reinforced-concrete-structure>. [Último acceso: 1 Octubre 2020].
- [36] J. Acero, «Apuntes de Ingeniería Antisísmica,» Lima, 2019.
- [37] The European Union, Eurocode - Design of concrete structures - Part 1-1 : General rules and rules for buildings, European Committee For Standardization, 2004.

VIII. ANEXOS

Anexo 1 Estudio de mecánica de suelos del edificio multifamiliar "Residencial Mozart"



FELIX DE LA ROSA A.
INGENIERO CIVIL
C.I.P. 13732

INFORME GEOTECNICO: N° 028-MS-2011

**ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
CON FINES DE CIMENTACION.**

PROYECTO : EDIFICIOS MULTIFAMILIARES DE SIETE PISOS

UBICACIÓN : URBANIZACION "ANA DE LOS ANGELES" –
CALLES: ILLIMO S/N Y ANDRES AVELINO CACERES
S/N – DISTRITO: CHICLAYO - PROVINCIA:
CHICLAYO - REGION: LAMBAYEQUE.

SOLICITANTE: B & B INGECON SAC.

CHICLAYO
AGOSTO, 2011

ING. FELIX DE LA ROSA A.
R.C.I.P. 13732

260



FELIX DE LA ROSA A.

INGENIERO CIVIL

C.I.P. 13732

**ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CON
INFORME GEOTECNICO :
N° 028-MS-2011 FINES DE CIMENTACION.**

I.- GENERALIDADES:

Por encargo de la **EMPRESA CONSTRUCTORA B & B INGECON SAC.**, se han llevado a cabo los trabajos necesarios para desarrollar un **ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS** con el objeto de verificar las condiciones de los suelos que subyacen al área en estudio con el fin de recomendar el tipo de cimentación y la profundidad de desplante mínima del proyecto: **EDIFICIOS MULTIFAMILIARES DE SIETE PISOS**, ubicados en la urbanización "Ana De Los Angeles" – calles: Illimo s/n y Andres Avelino Cáceres s/n - Distrito: **CHICLAYO** – Provincia: **CHICLAYO** – Región: **LAMBAYEQUE**.

Las fases de exploración, análisis de campo y laboratorio efectuadas, así como la aplicación de la Ingeniería Geotécnica han sido desarrolladas con la finalidad de establecer las características de capacidad portante actual de los suelos subyacentes y cuanto pueden deformarse por la aplicación de las cargas que impondrá la estructura: **EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO ARMADO DE SIETE PISOS** proyectadas teniendo en cuenta las dos condiciones fundamentales de toda base de sustentación de cargas externas, esto es:



- Que el **COEFICIENTE DE SEGURIDAD** de las cimentaciones con respecto a una rotura por falta de resistencia al esfuerzo cortante en el

FELIX DE LA ROSA ANTIJAMAN
INGENIERO CIVIL

Reg. del Colegio de Ingenieros N° 13732

259



FELIX DE LA ROSA A.
INGENIERO CIVIL
C.I.P. 13732.

suelo de apoyo tenga un valor mínimo de **TRES**, que es el coeficiente de seguridad exigido en el diseño de las superestructuras (+3).

- Que las deformaciones provocadas en las estructuras por efecto de los asentamientos se encuentren dentro del valor permisible a fin de no producir daños irreparables en ella.

II.- TRABAJOS REALIZADOS:

II.1. TRABAJOS DE CAMPO: La investigación del sub-suelo de la zona en estudio se realizó a partir del nivel actual del lote de terreno ubicado en la cota relativa 100.00 mts., se ejecutaron tres (03) perforaciones a percusión y la ejecución de **ENSAYOS ESTÁNDAR DE PENETRACION SPT-ASTM-DI586 - NTP 339-133** complementados con fundas (**CASING**) tipo **NX** para evitar derrumbes.

Las perforaciones ejecutadas denominadas (**SPT-1**); (**SPT-2**) y (**SPT-3**); se ubicaron dentro del área del terreno que ocuparán los edificios aporticados de concreto armado de siete pisos proyectados, ubicación que respeta lo que norma el **REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES - NORMA E.050 - SUELOS Y CIMENTACIONES - ARTICULO N° 10 - TECNICAS DE INVESTIGACION** de tal manera que permita definir la estratigrafía del área en estudio, en el **ANEXO: IV** se muestra en detalle la



FELIX DE LA ROSA ANHUAMAN
INGENIERO CIVIL
Res. del Colegio de Ingenieros N° 13732

258





FELIX DE LA ROSA A.

INGENIERO CIVIL

C.I.P. 13732

ubicación de las perforaciones las mismas que presentan las siguientes características:

PERFORACION	UBICACION	PROFUNDIDAD ALCANZADA (MTS)	COTA RELATIVA (MTS)	ENSAYOS SPT-ASTM D1586 REALIZADOS
SPT-1	Ubicado en la zona de ingreso al lote de terreno en estudio con frente a la calle Illimo a 5.50 mts. de la frontera.	5.85	94.15	13
SPT-2	Ubicado en la zona del fondo del lote de terreno en estudio con frente a la calle Illimo a 5.50 mts. del límite de propiedad.	5.55	94.45	12
SPT-3	Ubicado al centro del lote de terreno en estudio con frente a la calle Andres Avelino Cáceres a 15.80 mts. de la frontera.	5.85	94.15	13

Los **ENSAYOS ESTÁNDAR DE PENETRACION – SPT** se realizaron de acuerdo a la especificación **E-21 DEL EARTH MANUAL BUREAU OF RECLAMATION**, el muestreador de caña partida usado es de $\varnothing = 2"$ de diámetro exterior.

En los estratos arcillosos del tipo **SUCS: CL** y **CH** de las perforaciones ejecutadas se ha medido la resistencia al corte in-situ mediante el uso de un **POCKET PENETROMETER** del tipo **SOILTEST-CL-700** cuyos resultados se han tomado con características de comprobación y no sustituyen a los resultados del **ENSAYO ESTÁNDAR DE PENETRACION (SPT) (+1)**.



FELIX DE LA ROSA ANHUAMAN
INGENIERO CIVIL

Reg. del Colegio de Ingenieros N° 13732

252



FELIX DE LA ROSA A.

INGENIERO CIVIL

C.I.P. 13732

NIVEL FREATICO: Fue ubicado en los tres sondajes ejecutados sobre los estratos formados por arcillas inorgánicas de plasticidad media del tipo **SUCS: CL**, niveles que ascendieron hasta el estrato de relleno durante el tiempo de registro de la **FASE DE CAMPO**, presenta las siguientes características:

PERFORACION	NAPA FREATICA INICIAL			NAPA FREATICA FINAL		
	PROFUNDIDAD (MTS)	COTA RELATIVA (MTS)	ESTRATO SUCS QUE LA ALICJA	PROFUNDIDAD (MTS)	COTA RELATIVA (MTS)	ESTRATO QUE LA ALICJA
SPT-1	1.35	98.65	CL	0.30	99.70	Relleno
SPT-2	1.50	98.50	CL	0.45	99.55	Relleno
SPT-3	0.45	99.55	CL	0.30	99.70	Relleno

II.2. – TRABAJOS DE LABORATORIO: Las muestras extraídas de las perforaciones fueron analizadas en el laboratorio bajo las especificaciones normadas en el **REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES – NORMA E.0.50 – SUELOS Y CIMENTACIONES- ARTICULO N° 10.5 – ENSAYOS DE LABORATORIO** y las normas de la **AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS - ASTM**, obteniéndose sus propiedades físicas y de identificación de las muestras alteradas y las propiedades de comportamiento mecánico definidas por el



FELIX DE LA ROSA ANHUAMAN
INGENIERO CIVIL

Reg. del Colegio de Ingenieros N° 13732

256





FELIX DE LA ROSA A.

INGENIERO CIVIL
C.I.P. 13732

número de golpes/pie (N) promedio de los **ENSAYOS ESTANDAR DE PENETRACION-SPT ASTM1586 – NTP 339.133** ejecutados dentro de la **PROFUNDIDAD ACTIVA** en el sondaje más desfavorable corregidos por presión de sobrecarga efectiva (+2); estos resultados se presentan en el **ANEXO: I.**

La identificación y clasificación de las muestras se realizó mediante el **SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS S.U.C.S. – ASTM-2487 – NTP 339-134**

III. PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SUB-SUELO:

El **MAPA GEOLOGICO DEL CUADRANGULO DE LA PROVINCIA DE CHICLAYO** del **INSTITUTO GEOLOGICO MINERO Y METALURGICO** del **MINISTERIO DE ENERGIA Y MINAS** considera que la conformación estratigráfica en toda el área en estudio corresponde a depósitos de suelos finos **SEDIMENTARIOS** de unidades geológicas: Era: **CENOZOICO**, sistema: **CUATERNARIO**, serie: **RECIENTE** ubicados en la **ZONA 3** de acuerdo a la **NORMA TECNICA E.030 DISEÑO SISMO RESISTENTE – Reglamento Nacional de Edificaciones (73)**. Las perforaciones ejecutadas, los resultados de los ensayos físicos de laboratorio y los ensayos Estandar de Penetración - **SPT- ASTM-D1586 – NTP 339.133** realizados permiten definir la configuración estratigráfica que en detalle presenta las siguientes características:

FELIX DE LA ROSA ANHUAMAN
INGENIERO CIVIL

Reg. del Colegio de Ingenieros N° 13732

255



FELIX DE LA ROSA A.

INGENIERO CIVIL
C.I.P. 13732

(SPT-1): 0.00 Mts. a 0.75 Mts. – cota: 100.00 Mts. a 99.25 Mts

(SPT-2): 0.00 Mts. a 0.75 Mts. – cota: 100.00 Mts. a 99.25 Mts

(SPT-3): 0.00 Mts. a 0.45 Mts. – cota: 100.00 Mts. a 99.55 Mts

Estrato a nivel superficial formado por rellenos constituidos por residuos de materiales de construcción y arcillas contaminadas, presenta una variación de sales solubles de 4,820 ppm. a 9,860 ppm.

(SPT-1): 0.75 Mts. a 1.95 Mts. – cota: 99.25 Mts. a 98.05 Mts

(SPT-2): 0.75 Mts. a 2.10 Mts. – cota: 99.25 Mts. a 97.90 Mts

(SPT-3): 0.45 Mts. a 1.95 Mts. – cota: 99.55 Mts. a 98.05 Mts

Estrato subyacente formado por arcillas inorgánicas de plasticidad media del tipo **SUCS: CL**, en su estado original este estrato presenta una **CONSISTENCIA: MUY BLANDA** (SPT: $01 \leq N \leq 02$ golpes/pie) a **BLANDA** (SPT: $02 \leq N \leq 03$ golpes/pie) en todo el estrato y un contenido de sales solubles de 3,450 ppm. a 6,200 ppm).

(SPT-1): 1.95 Mts. a 3.15 Mts. – cota: 98.05 Mts. a 96.85 Mts.

(SPT-2): 2.10 Mts. a 3.30 Mts. – cota: 97.90 Mts. a 96.70 Mts.

(SPT-3): 1.95 Mts. a 3.15 Mts. – cota: 98.05 Mts. a 96.85 Mts.

Subestrato formado por arcillas inorgánicas de elevada plasticidad del tipo **SUCS: CH**, en su estado original este estrato presenta una **CONSISTENCIA: MEDIANAMENTE COMPACTA** (SPT: $05 \leq N \leq 09$ golpes/pie) en todo el estrato;



FELIX DE LA ROSA ANHUAMAN
INGENIERO CIVIL

Reg. del Colegio de Ingenieros N° 13732

254



FELIX DE LA ROSA A.

INGENIERO CIVIL
C.I.P. 13732

una **EXPANSION PROBABLE** de 1 a 4% que genera una **PROBABLE PRESION DE EXPANSION** de 0.33 kg/cm^2 según el metodo indirecto de **VIJAYVERGIYA Y GHAZZALY** y un contenido de sales de 1,360 ppm a 2,260 ppm.

(SPT-1): 3.15 Mts. a 3.60 Mts. – cota: 96.85 Mts a 96.40 Mts
(SPT-2): 3.30 Mts. a 3.75 Mts. – cota: 96.70 Mts a 96.25 Mts
(SPT-3): 3.15 Mts. a 3.60 Mts. – cota: 96.85 Mts a 96.40 Mts

Estrato subyacente formado por limos inorgánicos de compresibilidad media del tipo **SUCS: ML**, en su estado original este estrato presenta una **CONSISTENCIA: MEDIANAMENTE COMPACTA** (SPT: $03 \leq N \leq 05$ golpes/pie) en todo el estrato y un contenido de sales solubles: 1,860 ppm.

(SPT-1): 3.60 Mts. a 5.85 Mts. – cota: 96.40 Mts a 94.15 Mts
(SPT-2): 3.75 Mts. a 5.55 Mts. – cota: 96.25 Mts a 94.45 Mts
(SPT-3): 3.60 Mts. a 5.85 Mts. – cota: 96.40 Mts a 94.15 Mts

Subestrato formado por arcillas inorgánicas de elevada plasticidad del tipo **SUCS: CH**. En su estado original este estrato presenta una **CONSISTENCIA: COMPACTA** (SPT: $09 \leq N \leq 11$ golpes/pie) en la parte superior del estrato a **MUY COMPACTA** (SPT: $17 \leq N \leq 22$ golpes/pie) en la parte central e inferior del mismo.



FELIX DE LA ROSA ANHUAMAN
INGENIERO CIVIL
Reg del Colegio de Ingenieros N° 13732

253



FELIX DE LA ROSA A.

INGENIERO CIVIL

C.I.P. 13732

IV. ANALISIS DE RESISTENCIA Y CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO:

Una evaluación de las propiedades mecánicas de los suelos subyacentes de las perforaciones ejecutadas a través de las envolventes de los **ENSAYOS ESTÁNDAR DE PENETRACION – SPT- ASTM-DI586 – NTP 339.133** permite concluir que el estrato formado por arcillas inorgánicas de elevada plasticidad del tipo **SUCS: CH** a partir de 2.10 mts. respecto al nivel actual del terreno (cota relativa: 97.90 mts) es el adecuado suelo de fundación para apoyar la cimentación de las edificaciones multifamiliares de siete pisos proyectadas debido a su resistencia al corte que presentan en profundidad los estratos cohesivos subyacentes definido por su **CONSISTENCIA: MEDIANAMENTE COMPACTA (SPT: $05 \leq N \leq 09$ golpes/pie); COMPACTA (SPT: $09 \leq N \leq 11$ golpes/pie) y MUY COMPACTA (SPT: $17 \leq N \leq 22$ golpes/pie).**

Considerando una profundidad de desplante mínima $D_f = 2.10$ mts. respecto al nivel actual del terreno y las propiedades de comportamiento mecánico definidas por el número de golpes/pie (**N**) se obtiene una capacidad admisible del estrato a nivel de solera de cimentación **SUCS: CH** de 0.80 kg/cm^2 aplicando las teorías analíticas de **K.V. TERZAGHI (+1)** y **R.B. PECK (+2)** considerando los **FACTORES DE FORMA DE VESIC (1973)** usando un factor de seguridad de $k = 3$ contra la **FALLA POR CORTE LOCAL**

FELIX DE LA ROSA ANHUAMAN
INGENIERO CIVIL

Reg del Colegio de Ingenieros N°. 13732

252



FELIX DE LA ROSA A.

INGENIERO CIVIL

C.I.P. 13732

V.4. De la evaluación de las propiedades mecánicas del suelo subyacente a través de las envolventes de los **ENSAYOS ESTANDAR DE PENETRACION SPT-ASTM-DI586 – NTP 339.133** se recomienda adoptar una profundidad mínima de cimentación $D_f = 2.10$ mts. de tal manera que el estrato arcilloso del tipo **SUCS: CH** se ubique a nivel de solera de cimentación.

De acuerdo a las teorías analíticas de capacidad de carga de **K.V. TERZAGHI (*1)** y **R.B. PECK (*2)** la **CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE DEL TERRENO** a la profundidad de cimentación recomendada es de 0.80 kg/cm^2 .

V.5. El **ASENTAMIENTO PROBABLE** calculado por el **METODO ELASTICO** considerando un **MODULO DE ELASTICIDAD DEL SUELO** del tipo **SUCS: CH** $E_s = 90 \text{ kg/cm}^2$ y una **RELACION DE POISSON** $\mu = 0.3$ es de 0.663 cms .

V.6. Puede adoptarse un **SISTEMA DE CIMENTACION SUPERFICIAL** del tipo **PLATEA DE CIMENTACION** que transmita las **TENSIONES NOMINALES** a los suelos arcillosos del tipo **SUCS: CH** que se ubican a nivel de solera de cimentación y dispongan de la rigidez necesaria para asimilar los **ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES** que se puedan producir.

FELIX DE LA ROSA ANHUAMAN
INGENIERO CIVIL

Reg. del Colegio de Ingenieros N° 13732

250



FELIX DE LA ROSA A.

INGENIERO CIVIL

C.I.P. 13732

V.7. Los ensayos de **CONTENIDOS QUIMICOS** del suelo subyacente a nivel de solera de cimentación arrojan valores de sulfatos y sales solubles superiores a los máximos permisibles que se indican en el cuadro adjunto **ELEMENTOS QUIMICOS NOCIVOS PARA LA CIMENTACION** recomendado por el **COMITÉ 318-83 ACI** y la experiencia existente, por lo que se recomienda el uso de **CEMENTO PORTLAND TIPO V (NTP 334.009/ASTM C150)** en el concreto en contacto con el suelo subyacente:

PRESENCIA EN EL SUELO DE:	p.p.m.	GRADO DE ALTERACION	OBSERVACIONES
Sulfatos (x)	0 - 1,000 1,000 - 2,000 2,000 - 20,000 > 20,000	Leve Moderado Severo Muy severo	Ocasiona un ataque químico al concreto de la cimentación.
Cloruros (xx)	> 6,000	Perjudicial	Ocasiona problemas de corrosión de armaduras o elementos metálicos
Sales solubles (xx)	> 15,000	Perjudicial	Ocasiona problemas de pérdida de resistencia por fenómeno de lixiviación.

(x) Comité ACI 318-83

(xx) Reglamento Nacional de Edificaciones

LIMITES DE AGRESIVIDAD RECOMENDADOS

- Sulfatos: 0.100% (1,000 ppm)
- Cloruros: 0.020% (200 ppm)
- Sales solubles: 0.100% (1,000 ppm)

FELIX DE LA ROSA ANHUAMAN
INGENIERO CIVIL
Memb del Colegio de Ingenieros No. 13732

ING° FELIX DE LA ROSA A.
R.C.I.P. 13732

244



FELIX DE LA ROSA A.

INGENIERO CIVIL
C.I.P. 13732

-
- (*1) TERZAGHI, K.V. "THEORETICAL SOIL MECHANICS"
John Wiley And Sons Inc.
- (*2) PECK, R.B. "FOUNDATION ENGINEERING"
John Wiley And Sons Inc.
- (*3) REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES
NORMA E.050 - SUELOS Y CIMENTACIONES
- (*4) W.E. ESCHULZE / K. SIMMER "CIMENTACIONES"
- (*5) FELIX DE LA ROSA A. "ENSAYOS DE CORTE DIRECTO IN-SITU PARA LOS
ESTUDIOS DE FACTIBILIDAD DEL TRANSPORTE
RAPIDO MASIVO DE LA GRAN LIMA" - U.N.I.
- (*6) FELIX DE LA ROSA A. "CARACTERISTICAS GEOTECNICAS DE -
CIMENTACION DE LA CIUDAD DE CHICLAYO - V
CONGRESO NACIONAL DE MECANICA DE
SUELOS E INGENIERIA DE CIMENTACIONES .
- (*7) FELIX DE LA ROSA A. "ZONIFICACION DEL SUBSUELO DE CHICLAYO"
- UNI - CISMID.
- (*8) FELIX DE LA ROSA A. "INCIDENCIAS DE LAS PROPIEDADES
GEOTECNICAS DEL SUBSUELO DE CHICLAYO
EN SU EXPANSION URBANA" - FORUM
CHICLAYO.

248

INFORME TECNICO**PROYECTO:**

**RESIDENCIAL ALAMEDA PACASMAYO – EDIFICIOS
MULTIFAMILIARES DE CINCO PISOS Y AZOTEA.**

UBICACIÓN:

**SUB LOTE B2-A EX FUNDO LAS DELICIAS – LOTE
DELIMITADO POR LAS CALLES PACASMAYO,
CALLE S/N Y CALLE IX – DISTRITO: CHICLAYO –
PROVINCIA: CHICLAYO – REGION: LAMBAYEQUE.**

SOLICITANTE:

ICM – INGENIERIA CIVIL MONTAJES S.A.

**ING. FELIX DE LA ROSA A.**

Av. M. Grau N° 350 – Ofc. 223-224
C.C. "Gran Plaza" - Chiclayo
Telefax: 074-231843
Av. E. Canaval Moreyra N° 690
San Isidro – Lima
Teléf. 012-263707



FELIX DE LA ROSA A.
INGENIERO CIVIL
C.I.P. 13732

**ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CON FINES
DE CIMENTACION.**

**INFORME GEOTECNICO :
N° 008-MS-2019**

I.- GENERALIDADES:

Por encargo de la empresa constructora **ICM – INGENIERIA CIVIL MONTAJESS.A.**, se han llevado a cabo los trabajos necesarios para desarrollar un **ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS** con el objeto de verificar las condiciones físico-mecánicas de los suelos que subyacen al área en estudio con el fin de recomendar el tipo de cimentación y la profundidad de desplante mínima del proyecto: **RESIDENCIAL ALAMEDA PACASMAYO – EDIFICIOS MULTIFAMILIARES DE CINCO PISOS Y AZOTEA**, ubicado en el sub lote B2-A ex fundo Las Delicias – lote delimitado por las calles Pacasmayo, calle sin nombre y calle IX – Distrito: **CHICLAYO** - Provincia: **CHICLAYO** – Región: **LAMBAYEQUE**.

Las fases de exploración, análisis de campo y laboratorio efectuadas, así como la aplicación de la Ingeniería Geotécnica han sido desarrolladas con la finalidad de establecer las características de capacidad portante actual de los suelos subyacentes y cuanto pueden deformarse por la aplicación de las cargas que impondrá el sistema estructural: **EDIFICIOS APORTICADOS DE CONCRETO ARMADO DE CINCO PISOS Y AZOTEA** proyectado teniendo en cuenta las dos condiciones fundamentales de toda base de sustentación de cargas externas, esto es:

FELIX DE LA ROSA ANHUAMAN
INGENIERO CIVIL

* Reg. del Colegio de Ingenieros N°. 13732



FELIX DE LA ROSA A.

INGENIERO CIVIL

C.I.P. 13732

- Que el **COEFICIENTE DE SEGURIDAD** de las cimentaciones con respecto a una rotura por falta de resistencia al esfuerzo cortante en el suelo de apoyo tenga un valor mínimo de **TRES**, que es el coeficiente de seguridad exigido en el diseño de las superestructuras (+3).
- Que las deformaciones provocadas en las estructuras por efecto de los asentamientos se encuentren dentro del valor permisible a fin de no producir daños irreparables en ella.

II.- TRABAJOS REALIZADOS:

II.1. TRABAJOS DE CAMPO: La investigación del sub-suelo de la zona en estudio se realizó a partir del fondo de la sobre excavación existente de 0.50 mts. de profundidad referida a la vereda de la calle Pacasmayo de cota relativa 100.00 mts., se ejecutaron cinco (05) perforaciones a percusión y la ejecución de **ENSAYOS ESTÁNDAR DE PENETRACION SPT- NTP339.133 (ASTM D1586)** complementados con fundas (**CASING**) tipo **NX** para evitar derrumbes.

Las perforaciones ejecutadas denominadas (**SPT-1**); (**SPT-2**); (**SPT-3**); (**SPT-4**) y (**SPT-5**) se ubicaron dentro del área de terreno que ocuparán los **EDIFICIOS MULTIFAMILIARES DE CINCO PISOS Y AZOTEA**, ubicación que respeta lo que norma el **REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES – NORMA E.050 – SUELOS Y CIMENTACIONES – ARTICULO N° 10 – TECNICAS DE INVESTIGACION** de tal manera que permita definir la estratigrafía del área en estudio, en el **ANEXO: IV** se muestra en detalle la



FELIX DE LA ROSA ANHUAMAN
INGENIERO CIVIL

Reg. del Colegio de Ingenieros N° 13732



FELIX DE LA ROSA A.

INGENIERO CIVIL

C.I.P. 13732

ubicación de las perforaciones las mismas que presentan las siguientes características:

PERFORACION	UBICACION	PROFUNDIDAD ALCANZADA (MTS)	COTA RELATIVA (MTS)	ENSAYOS SPT-ASTM REALIZADOS
SPT-1	Zona de la esquina formada por las calles Pacasmayo y calle IX a 10.00 mts. de la línea de fachada de ambas calles.	8.15	91.85	15
SPT-2	Zona adyacente a la calle Pacasmayo y propiedad de terceros a 10.00 mts. de la línea de fachada y del límite de propiedad con terceros.	8.15	91.85	15
SPT-3	Zona de la esquina formada por las calles IX y calle s/n a 10.00 mts. de la línea de fachada de ambas calles.	7.90	92.10	14
SPT-4	Zona adyacente a la calle s/n y propiedad de terceros a 10.00 mts. de la línea de fachada y del límite de propiedad con terceros.	8.15	91.85	15
SPT-5	Zona adyacente a la calle s/n y propiedad de terceros a 7.00 mts. de la línea de fachada y 13.50 mts. del límite de propiedad con terceros.	8.15	91.85	15

ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR – SPT:

(Standard Penetration Test), es un tipo de prueba de penetración dinámica empleada para ensayar suelos en los que se requiere realizar un reconocimiento geotécnico. El procedimiento está indicado en la norma **ASTM D1586** y la **NTP 339.133:1999** y de acuerdo a la especificación **E-21 DEL**



EARTH MANUAL BUREAU OF RECLAMATION.

FELIX DE LA ROSA ANQUAMAN
INGENIERO CIVIL

Reg. del Colegio de Ingenieros N° 13732



FELIX DE LA ROSA A.

INGENIERO CIVIL
C.I.P. 13732

Consiste en contar el número de golpes necesarios para que se introduzca a una determinada profundidad una cuchara (cilíndrica y partida) muy robusta (diámetro exterior de 51 milímetros e interior de 35 milímetros, lo que supone una relación de áreas superior a 100), que permite tomar muestra, naturalmente alterada en su interior. El peso de la masa esta normalizado, así como la altura de caída libre, siendo de 63'5 kilopondios y 76 centímetros respectivamente.

Una vez que la perforación del sondeo se ha alcanzado a la profundidad a la que se ha de realizar la prueba, sin avanzar la entubación y limpio el fondo del sondeo, se desciende a la toma muestras **SPT** unido al varillaje hasta apoyar suavemente en el fondo. Realizada esta operación, se eleva repetidamente la masa con una frecuencia constante, dejándola caer libremente sobre una sufridera que se coloca en la zona superior del varillaje.

Se contabiliza y se anota el número de golpes necesarios para hincar la cuchara los primeros 15 centímetros (**N₀₋₁₅**): Posteriormente se realiza la prueba en sí, introduciendo otros 30 centímetros, anotando el número de golpes requerido para la hincada en cada intervalo de 15 centímetros de penetración (**N₁₅₋₃₀** y **N₃₀₋₄₅**). El resultado del ensayo es el golpeo **SPT** o resistencia a la penetración estándar:

Si el número de golpes necesario para profundizar en cualquiera de estos intervalos de 15 centímetros, es superior a 50, el resultado del ensayo deja de ser la suma anteriormente indicada, para convertirse en rechazo (**R**),



FELIX DE LA ROSA ANHUAMAN
INGENIERO CIVIL
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 13732



FELIX DE LA ROSA A.

INGENIERO CIVIL
C.I.P. 13732

debiéndose anotar también la longitud hincada en el tramo en el que se han alcanzado los 50 golpes. El ensayo **SPT** en este punto se considera finalizado cuando se alcanza este valor. (Por ejemplo, si se ha llegado a 50 golpes en 120 mm en el intervalo entre 15 y 30 centímetros, el resultado debe indicarse como **N₆₋₁₅/50** en 120mm,(R).

Como la cuchara **SPT** suele tener una longitud interior de 60 centímetros, es frecuente hincar mediante golpeo hasta llegar a esta longitud, con lo que se tiene un resultado adicional que es el número de golpes **N₄₅₋₆₀**. Proporcionar este valor no está normalizado, y no constituye un resultado del ensayo, teniendo una función meramente indicativa.

En los estratos gravosos con presencia de arenas medias a gruesas y arcillas inorgánicas de baja plasticidad del tipo **SUCS: GC** que se ubican en la parte inferior de las perforaciones ejecutadas se ha medido la resistencia al corte in-situ mediante **AUSCULTACIONES Y EL USO DEL CONO DINAMICO TIPO PECK UNE 103 801: 1994**

NIVEL FREATICO: Fue ubicado en los sondajes ejecutados sobre los estratos areno arcillosos del tipo **SUCS: SC**; durante el tiempo de registro de la **FASE DE CAMPO**; presenta las siguientes características:



FELIX DE LA ROSA ANHUAMAN
INGENIERO CIVIL
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 13732



FELIX DE LA ROSA A.

INGENIERO CIVIL

C.I.P. 13732

SONDAJE	UBICACIÓN NAPA FREÁTICA		
	PROFUNDIDAD)	COTA RELATIVA (MTS)	ESTRATO SUCS QUE LA ALOJA
SPT-1	4.70	95.30	SC
SPT-2	4.85	95.15	SC
SPT-3	4.90	95.10	SC
SPT-4	5.00	95.00	SC
SPT-5	5.45	94.55	SC

II.2. – TRABAJOS DE LABORATORIO: Las muestras extraídas de las perforaciones fueron analizadas en el laboratorio bajo las especificaciones normadas en el **REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES – NORMA E.0.50 – SUELOS Y CIMENTACIONES- ARTICULO N° 10.5 – ENSAYOS DE LABORATORIO** y las normas de la **AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS - ASTM**, obteniéndose sus propiedades físicas y de identificación de las muestras alteradas (**Mab**) y las propiedades de comportamiento mecánico definidas por el número de golpes/pie (**N**) promedio de los **ENSAYOS ESTANDAR DE PENETRACION-SPT NTP 339.133 (ASTM D1586)** y del número de golpes por 0.30 mts. de penetración (**C_n**) mediante **AUSCULTACION CON CONO TIPO PECK UNE 103 801: 1994** ejecutados dentro de la **PROFUNDIDAD ACTIVA** en el sondaje más desfavorable corregidos por presión de sobrecarga efectiva (*2). Las propiedades físico-mecánicas y de resistencia han definido el



FELIX DE LA ROSA ANHUAMAN
INGENIERO CIVIL

Reg. del Colegio de Ingenieros N° 13732



FELIX DE LA ROSA A.

INGENIERO CIVIL
C.I.P. 13732

DISEÑO GEOTECNICO del **SISTEMA DE CIMENTACION SUPERFICIAL** de los **EDIFICIOS MULTIFAMILIARES DE CINCO PISOS Y AZOTEA**; los resultados de los ensayos detalladamente se presentan en el **ANEXO I**.

La identificación y clasificación de las muestras se realizó mediante el **SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS S.U.C.S. – NTP 339.134 (ASTM D1586)**.

III. PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SUB-SUELO:

El **MAPA GEOLOGICO DEL CUADRANGULO DE LA PROVINCIA DE CHICLAYO** del **INSTITUTO GEOLOGICO MINERO Y METALURGICO** del **MINISTERIO DE ENERGIA Y MINAS** considera que la conformación estratigráfica en toda el área en estudio corresponde a depósitos de suelos finos **SEDIMENTARIOS** que sobreyacen a suelos granulares de unidades geológicas: Eratema: **CENOZOICO**, sistema: **CUATERNARIO**, serie: **RECIENTE** ubicados en la **ZONA 4** de acuerdo al **DECRETO SUPREMO N° 003-2016 – VIVIENDA** que modifica la **NORMA TECNICA E.030 DISEÑO SISMO RESISTENTE - Reglamento Nacional de Edificaciones (*5)**. Las perforaciones y auscultaciones ejecutadas, los resultados de los ensayos físicos de laboratorio y los ensayos **ESTANDAR DE PENETRACIÓN – SPT - NTP 339.133 (ASTM-DI586)** realizados permiten definir la configuración estratigráfica que en detalle presenta las siguientes características:

(SPT-1): 0.00 Mts. a 0.50 Mts. – cota: 100.00 Mts. a 99.50 Mts.

(SPT-2): 0.00 Mts. a 0.50 Mts. – cota: 100.00 Mts. a 99.50 Mts.

(SPT-3): 0.00 Mts. a 0.50 Mts. – cota: 100.00 Mts. a 99.50 Mts.

(SPT-4): 0.00 Mts. a 0.50 Mts. – cota: 100.00 Mts. a 99.50 Mts.

(SPT-5): 0.00 Mts. a 0.50 Mts. – cota: 100.00 Mts. a 99.50 Mts.



FELIX DE LA ROSA ANHUAMAN
INGENIERO CIVIL

Reg. del Colegio de Ingenieros N° 13732



FELIX DE LA ROSA A.

INGENIERO CIVIL
C.I.P. 13732

Sobre excavacion existente de aproximadamente 0.50 mts. de profundidad respecto a la vereda de la calle Pacasmayo de cota relativa: 100.00 mts., presencia de residuos de materiales de construccion y basura cruda arrumados.

- (SPT-1): 0.50 Mts. a 2.15 Mts. – cota: 99.50 Mts. a 97.85 Mts.
 (SPT-2): 0.50 Mts. a 2.30 Mts. – cota: 99.50 Mts. a 97.70 Mts.
 (SPT-3): 0.50 Mts. a 2.50 Mts. – cota: 99.50 Mts. a 97.50 Mts.
 (SPT-4): 0.50 Mts. a 2.30 Mts. – cota: 99.50 Mts. a 97.70 Mts.
 (SPT-5): 0.50 Mts. a 2.30 Mts. – cota: 99.50 Mts. a 97.70 Mts.

Estrato subyacente formado por arcillas inorgánicas de elevada plasticidad del tipo **SUCS: CH**, en su estado original este estrato presenta una **CONSISTENCIA: COMPACTA** (SPT: $08 \leq N \leq 16$ golpes/pie) en todo el estrato; estas arcillas de elevada plasticidad presentan una **EXPANSION PROBABLE** de 1% a 4% según el método indirecto de **VIJAYVERGIYA Y GHAZZALY** y una **PROBABLE PRESION DE EXPANSION** de 0.33 kg/cm².

- (SPT-1): 2.15 Mts. a 2.90 Mts. – cota: 97.85 Mts. a 97.10 Mts.
 (SPT-2): 2.30 Mts. a 3.35 Mts. – cota: 97.30 Mts. a 96.65 Mts.
 (SPT-3): 2.50 Mts. a 3.10 Mts. – cota: 97.50 Mts. a 96.90 Mts.
 (SPT-4): 2.30 Mts. a 3.35 Mts. – cota: 97.70 Mts. a 96.65 Mts.
 (SPT-5): 2.30 Mts. a 3.35 Mts. – cota: 97.70 Mts. a 96.65 Mts.

Subestrato formado por arcillas inorgánicas de mediana plasticidad del tipo **SUCS: CL** y limos inorgánicos de compresibilidad media del tipo **SUCS: ML**, en su estado original estos estratos presentan una **CONSISTENCIA:**



FELIX DE LA ROSA ANHUAMAN
INGENIERO CIVIL
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 13732



FELIX DE LA ROSA A.

INGENIERO CIVIL
C.I.P. 13732

MEDIANAMENTE COMPACTA (SPT: $04 \leq N \leq 05$ golpes/pie) en todo el estrato.

- (SPT-1): 2.90 Mts. a 4.70 Mts. – cota: 97.10 Mts. a 95.30 Mts.
- (SPT-2): 3.35 Mts. a 4.85 Mts. – cota: 96.65 Mts. a 95.15 Mts.
- (SPT-3): 3.10 Mts. a 4.90 Mts. – cota: 96.90 Mts. a 95.10 Mts.
- (SPT-4): 3.35 Mts. a 5.60 Mts. – cota: 96.65 Mts. a 95.00 Mts.
- (SPT-5): 3.35 Mts. a 5.45 Mts. – cota: 96.65 Mts. a 94.55 Mts.

Estrato subyacente formado por arcillas inorgánicas de elevada plasticidad del tipo **SUCS: CH**, en su estado original este estrato presenta una **CONSISTENCIA: MEDIANAMENTE COMPACTA** (SPT: $04 \leq N \leq 07$ golpes/pie) en la parte superior del estrato a **COMPACTA** (SPT: $09 \leq N \leq 16$ golpes/pie) en la parte central e inferior del mismo; estas arcillas de elevada plasticidad presentan una **EXPANSION PROBABLE MENOR** del 1% según el método indirecto **VIJAYVERGIYA Y GHAZZALY** y una **PROBABLE PRESION DE EXPANSION** menor a 0.33 kg/cm^2

- (SPT-1): 4.70 Mts. a 5.75 Mts. – cota: 95.30 Mts. a 94.25 Mts.
- (SPT-2): 4.85 Mts. a 6.20 Mts. – cota: 95.15 Mts. a 93.80 Mts.
- (SPT-3): 4.90 Mts. a 5.65 Mts. – cota: 95.10 Mts. a 94.35 Mts.
- (SPT-4): 5.00 Mts. a 6.90 Mts. – cota: 95.00 Mts. a 93.10 Mts.
- (SPT-5): 5.45 Mts. a 5.90 Mts. – cota: 94.55 Mts. a 94.10 Mts.

Subestrato formado por arenas arcillosas del tipo **SUCS: SC**, mezcla de gravas (017% a 2.74% en peso) y arenas finas a medias (48.87% a 64.79% en peso) cementadas y confinadas por arcillas inorgánicas de baja a mediana plasticidad (35.04% a 48.39% en peso); en su estado original este estrato presenta una **DENSIDAD RELATIVA: MEDIANAMENTE DENSA** (SPT: $14 \leq N \leq 26$ golpes/pie) en el área tributaria del sondaje



FELIX DE LA ROSA ANHUAMAN
INGENIERO CIVIL

Reg. del Colegio de Ingenieros N°. 13732

AV. MIGUEL GRAU N° 350 OFS: 223-224 - C.C. "GRAN PLAZA" - TELEFAX: (074) 231843 - CHICLAYO - PERÚ
AV. E. CANAVAL MOREYRA N° 690 SAN ISIDRO - TELF. 01-2887910 - LIMA - PERÚ
E-mail: fdelarosa@codesa.com.pe / www.codesa.com.pe



FELIX DE LA ROSA A.

INGENIERO CIVIL
C.I.P. 13732

(SPT-3) las arenas arcillosas presentan una **DENSIDAD RELATIVA:**

DENSA (SPT: $33 \leq N \leq 36$ golpes/pie) en todo el estrato.

(SPT-1): 5.75 Mts. a 8.15 Mts. – cota: 94.25 Mts. a 91.85 Mts.

(SPT-2): 6.20 Mts. a 8.15 Mts. – cota: 93.80 Mts. a 91.85 Mts.

(SPT-3): 5.65 Mts. a 7.90 Mts. – cota: 94.35 Mts. a 92.10 Mts.

(SPT-4): 6.90 Mts. a 8.15 Mts. – cota: 93.10 Mts. a 91.85 Mts.

(SPT-5): 5.90 Mts. a 8.15 Mts. – cota: 94.10 Mts. a 91.85 Mts.

Estrato subyacente formado por gravas areno arcillosas del tipo **SUCS: GC**, mezcla de gravas (38.63% a 41.89% en peso) y arenas gruesas (33.45% a 38.21% en peso) cementadas y confinadas por arcillas inorgánicas de baja plasticidad (20.70% a 26.82% en peso), en su estado original este estrato presenta una **DENSIDAD RELATIVA: DENSA** (SPT: $38 \leq N \leq 45$ golpes/pie) en la parte superior del área tributaria de los sondajes (SPT-2); (SPT-3) y (SPT-4) a **MUY DENSA** en la parte central e inferior de los sondajes (SPT-2); (SPT-3); (SPT-4) y en todo el estrato del área tributaria de los sondajes (SPT-1) y (SPT-5).

IV. ANALISIS DE RESISTENCIA Y CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO:

IV.1. RELLENO EN ZONA SOBRE EXCAVADA EXISTENTE Y EN ZONA SOBRE EXCAVADA DEL SISTEMA DE CIMENTACION SUPERFICIAL A CONSTRUIR.

Construir un **RELLENO CONTROLADO DE INGENIERÍA** en la sobre excavación del lote de terreno de aproximadamente 0.50 mts. de potencia o espesor con material afirmado de gradación "D" del cuadro adjunto en capas no mayores a 10" hasta lograr una densidad uniforme y un grado de compactación no menor del 95% de la **MÁXIMA DENSIDAD TEÓRICA SECA**



FELIX DE LA ROSA ANHUAMAN
INGENIERO CIVIL
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 13732

AV. MIGUEL GRAU N° 350 OFS: 223-224 - C.C. "GRAN PLAZA" - TELEFAX: (074) 231843 - CHICLAYO - PERÚ
AV. E. CANAVAL MOREYRA N° 690 SAN ISIDRO - TELF. 01-2887910 - LIMA - PERÚ
E-mail: fdelarosa@codesa.com.pe / www.codesa.com.pe



FELIX DE LA ROSA A.
INGENIERO CIVIL
C.I.P. 13732

obtenida en el laboratorio por el ensayo **PROCTOR MODIFICADO NTP 339.141 (ASTM D 1557)**

REQUERIMIENTOS GRANULOMÉTRICOS DEL MATERIAL DE RELLENO AFIRMADO

Abertura Del Tamiz	% Pasa en peso			
	Gradación A	Gradación B	Gradación C	Gradación D
2"	100	100	--	--
1"	--	75 - 95	100	100
3/8"	30 - 65	40 - 75	50 - 85	60 - 100
N° 4	25 - 55	30 - 60	35 - 65	50 - 85
N° 10	15 - 40	20 - 45	25 - 25	40 - 70
N° 40	8 - 20	15 - 30	15 - 30	25 - 45
N° 200	2 - 8	5 - 15	5 - 15	8 - 15

Fuente: ASTM D 1241

Además el material de relleno afirmado deberá cumplir con las características físico-químicas y mecánicas que se indican a continuación:

- Límite Líquido (ASTM D-423) Máximo 25%
- Índice Plástico (ASTM D-424) Máximo 3%
- Equivalente de Arena (ASTM D-2419) Máximo 35%
- Sales Solubles Totales Máximo 0.5%
- Abrasión de los Ángeles (ASTMC-13) Máximo 40%
- Partículas chatas y alargadas (ASTM D-4791) Máximo 15%



FELIX DE LA ROSA ANHUAMAN
INGENIERO CIVIL
Reg. del Colegio de Ingenieros N°. 13732



FELIX DE LA ROSA A.

INGENIERO CIVIL

C.I.P. 13732

- Partículas con una cara fracturada (ASTM D-5821) Mínimo 80%
- Partículas con dos cara fracturada (ASTM D-5821) Mínimo 40%
- CBR referida al 100% de la MDS (ASTM D-1883) Mínimo 80%

IV.2 CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO ORIGINAL:

Una evaluación de las propiedades mecánicas de los suelos subyacentes de las perforaciones ejecutadas a través de las envolventes de los **ENSAYOS ESTÁNDAR DE PENETRACION – SPT- NTP 339.133 (ASTM D1586)** y de las **AUSCULTACIONES CON CONO TIPO PECK UNE 103 801: 1994** permite concluir que el estrato formado por arcillas inorgánicas de elevada plasticidad del tipo **SUCS: CH**, a partir de 1.30 mts. respecto al nivel actual de la vereda de la calle Pacasmayo (cota relativa: 98.70 mts) es el adecuado suelo de fundación para apoyar el sistema de cimentación superficial de los **EDIFICIOS MULTIFAMILIARES DE CINCO PISOS y AZOTEA** proyectado debido a su resistencia al corte que presentan los estratos cohesivos subyacentes definida por su consistencia: : **MEDIANAMENTE COMPACTA (SPT: $08 \leq N \leq 16$ golpes/pie).**

Considerando una profundidad de desplante mínima $D_f = 1.30$ mts. respecto al nivel actual de la calle Pacasmayo y las propiedades de comportamiento mecánico definidas por el número de golpes/pie (**N**) se obtiene una capacidad admisible del estrato a nivel de solera de cimentación **SUCS: CH** de **0.90 kg/cm²** aplicando las teorías analíticas de **K.V. TERZAGHI, R.B. PECK, G MESRI (*2)** considerando **FACTORES DE FORMA** y usando un factor de



FELIX DE LA ROSA ANHUAMAN
INGENIERO CIVIL

Reg. del Colegio de Ingenieros N° 13732

AV. MIGUEL GRAU N° 350 OFS: 223-224 - C.C. "GRAN PLAZA" - TELEFAX: (074) 231843 - CHICLAYO - PERÚ
AV. E. CANAVAL MOREYRA N° 690 SAN ISIDRO - TELF. 01-2867910 - LIMA - PERÚ
E-mail: fdelarosa@codesa.com.pe / www.codesa.com.pe



FELIX DE LA ROSA A.

INGENIERO CIVIL
C.I.P. 13732

seguridad de $k = 3$ contra la **FALLA POR CORTE LOCAL**; la relación analítica aplicada esta dada por:

$$q_d = [1 + (0.2 B/L)] C N_c + \gamma D_f$$

Donde:

- B** = Ancho de la cimentación
- L** = Largo de la cimentación
- C** = Cohesión en condiciones no arenadas, que es igual a la mitad de la resistencia a la compresión no confinada
- q_u** = Resistencia a la compresión no confinada
- N_c** = Factor de capacidad de carga
- γ** = Peso unitario volumetrico del suelo saturado sobre el nivel de cimentación.
- D_f** = Profundidad de cimentación.

V.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:

V.1. El área en estudio está ubicada en la **ZONA DE SISMICIDAD 4** del territorio nacional – zona de sismicidad alta – por lo que se deberá tener presente la posibilidad de ocurrencia de sismos de considerable magnitud con **INTENSIDADES TAN ALTAS COMO VII A IX** en la **ESCALA MODIFICADA DE MERCALLI**.



V.2. De acuerdo con la estratigrafía de la zona en estudio: propiedades mecánicas, espesor del estrato, periodo fundamental de vibración y la

FELIX DE LA ROSA ANNUAMAN
INGENIERO CIVIL
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 13732



FELIX DE LA ROSA A.

INGENIERO CIVIL
C.I.P. 13732

velocidad de propagación de las ondas de corte; el suelo subyacente esta definido por la siguiente clasificación de acuerdo con el **DECRETO SUPREMO N° 003-2016 – VIVIENDA** que modifica las **NORMAS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE E.030.**

POTENCIA ESTRATO	TIPO DE SUELO	CLASIFICACION
00.00 mts. – 8.15 mts.	Suelos blandos - suelos Flexibles con velocidades de propagación de ondas de corte menor o igual a 180 m/s.	S₂

V.3. De acuerdo con la nueva **NORMA TECNICA DE EDIFICACION E-030 DISEÑO SISMO RESISTENTE** y predominio del suelo de cimentación, se recomienda adoptar en los análisis sismo - resistente de las edificaciones, los siguientes parámetros:

- Factor de Zona : $Z = 0.45$
- Factor de suelo : $S = 1.10$
- Período que define la Plataforma de Espectro: $T_p = 1.0$ segundos

V.4. De la evaluación de las propiedades mecánicas del suelo subyacente a través de las envolventes de los **ENSAYOS ESTANDAR DE PENETRACION SPT-NTP 339.133 (ASTM-DI586)** y de las **AUSCULTACIONES CON CONO TIPO PECK UNE 103 801: 1994** se recomienda adoptar una profundidad mínima de cimentación $D_f = 1.30$ mts. referida al nivel actual de la vereda de la calle Pacasmayo de tal



FELIX DE LA ROSA ANHUAMAN
INGENIERO CIVIL
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 13732



FELIX DE LA ROSA A.

INGENIERO CIVIL
C.I.P. 13732

manera que el estrato arcilloso de color marrón oscuro del tipo **SUCS: CH** se ubique a nivel de solera de cimentación.

De acuerdo a las teorías analíticas de capacidad de carga de **K.V. TERZAGHI, R.B. PECK** y **G. MESRI** (*) la **CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE DEL TERRENO** a la profundidad de cimentación recomendada es de **0.90 kg/cm²**.

- V.5. El **ASENTAMIENTO PROBABLE** calculado por el **METODO ELASTICO** considerando un **MODULO DE ELASTICIDAD DEL SUELO** del tipo **SUCS: CH**, $E_s = 100 \text{ kg/cm}^2$ y una **RELACION DE POISSON** $\mu = 0.3$ es de **0.672 cms**, la ecuación analítica aplicada esta dada por:

$$S_i = \frac{qB(1-\mu^2)}{E_s} I_f$$

Donde:

S_i = Asentamiento en cm.

μ = Relación de Poisson = 0,3.

I_f = Factor de forma (cm/m).

E_s = Módulo de elasticidad (ton/m²).

q = Presión de trabajo (ton/m²).

B = Ancho de la cimentación.

- V.6. Puede adoptarse un **SISTEMA DE CIMENTACION SUPERFICIAL** del tipo **PLATEA DE CIMENTACION** que transmita las **TENSIONES NOMINALES** a los suelos arcillosos de color marrón oscuro del tipo **SUCS: CH** que se ubican a nivel de solera de cimentación y disponga de



FELIX DE LA ROSA ANHUAMAN
INGENIERO CIVIL
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 13732



FELIX DE LA ROSA A.

INGENIERO CIVIL

C.I.P. 13732

la rigidez necesaria para asimilar los **ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES** que se puedan producir.

- V.7. Los ensayos de **CONTENIDOS QUIMICOS** del suelo en contacto con la cimentación arrojan valores de sales solubles, cloruros y sulfatos dentro de un grado de alteración moderado en el cuadro adjunto **ELEMENTOS QUIMICOS NOCIVOS PARA LA CIMENTACION** recomendado por el **COMITÉ 318-83 ACI** y la experiencia existente, por lo que se recomienda el uso de **CEMENTO PORTLAND TIPO II I.P (NTP 334.009/ASTM C150)** en el concreto en contacto con el suelo subyacente; no se presenta **ATAQUE ACIDO** al concreto ya que el **Ph** es mayor a 4.0.

PRESENCIA EN EL SUELO DE:	p.p.m.	GRADO DE ALTERACION	OBSERVACIONES
Sulfatos (x)	0 - 1,000 1,000 - 2,000 2,000 - 20,000 > 20,000	Leve Moderado Severo Muy severo	Ocasiona un ataque químico al concreto de la cimentación.
Cloruros (xx)	> 6,000	Perjudicial	Ocasiona problemas de corrosión de armaduras o elementos metálicos
Sales solubles (xx)	> 15,000	Perjudicial	Ocasiona problemas de pérdida de resistencia por fenómeno de lixiviación.

(x) Comité ACI 318-83

(xx) Reglamento Nacional de Edificaciones

FELIX DE LA ROSA ANHUAMAN
INGENIERO CIVIL
del Colegio de Ingenieros N° 13732

ING° FELIX DE LA ROSA A.
R.C.I.P. 13732



FELIX DE LA ROSA A.

INGENIERO CIVIL
C.I.P. 13732

REFERENCIAS:

1. F. DE LA ROSA A. (2013) "COLEGIO ALGARROBOS – SERVICIOS MEDICOS "CHICLAYO TIMES" – EDIFICIO COMERCIAL DE CINCO PISOS – INGENIERIA CIVIL MONTAJES S.A - CHICLAYO.
2. F. DE LA ROSA A. (2013) - 01 TANQUE DE FERMENTACION – TCC DE 6000 HLS – ACEVEDO INGENIEROS E.I.R.L - MOTUPE
3. F. DE LA ROSA A. (2013) EDIFICIO PARA OFICINAS DE CINCO PISOS - ING. DARIO VALENTIN SERQUEN BENITO – CHICLAYO.
4. F. DE LA ROSA A. (2013) EDIFICIO PARA OFICINAS DE CINCO PISOS Y SOTANO PARA EL "MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE INVESTIGACION POLICIAL DE LA OFICINA DE CRIMINALISTICA DE LA REGION POLICIAL LAMBAYEQUE EN EL MARCO DE LA IMPLEMENTACION DEL NUEVO CODIGO PROCESAL PENAL - ING. VICTORIANO JULIAN RAMIREZ JULCA - CHICLAYO
5. F. DE LA ROSA A. (2013) - LOCAL BANBIF CHICLAYO – EDIFICIO COMERCIAL DE TRES PISOS - BANCO INTERAMERICANO DE FINANZAS – BANBIF - CHICLAYO
6. F. DE LA ROSA A. (2013) - EDIFICIO RESIDENCIAL "ALAMEDA GRAU" – EDIFICIOS MULTIFAMILIARES DE CINCO PISOS – ICM - INGENIERIA CIVIL MONTAJES S.A. - CHICLAYO
7. F. DE LA ROSA A. (2013) - CENTRO DE DISTRIBUCION MAFER REAL ESTATE NORTE PERU - MAFER REAL ESTATE SAC - CHICLAYO
8. F. DE LA ROSA A. (2013) - EDIFICACION COMERCIO – VIVIENDA DE CINCO PISOS – CHICLAYO.
9. F. DE LA ROSA A. (2013) - HOTEL SAUNA SPA PALMA EDIFICACION APORTICADA DE CUATRO PISOS Y MEDIO SOTANO – LAMBAYEQUE.
10. F. DE LA ROSA A. (2013) - EDIFICIO COMERCIAL DE CINCO PISOS - LAMBAYEQUE
11. F. DE LA ROSA A. (2013) ESTACION CER CHICLAYO – EDIFICACION PARA OFICINAS DE DOS PISOS Y AZOTEA – J.L.ORTIZ
12. F. DE LA ROSA A. (2013) - EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS Y AZOTEA – PIMENTEL
13. F. DE LA ROSA A. (2013) - VEINTIDOS EDIFICIOS MULTIFAMILIARES DE CINCO Y OCHO PISOS - PIMENTEL
14. F. DE LA ROSA A. (2013) - REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL ALMACEN DE PRODUCTOS TERMINADOS – APT – PLANTA SAN MATEO - HUAROCHIRI
15. F. DE LA ROSA A. (2013) - DOS TANQUES F14 – FV – 6000 HLS LONG SKIRT HOLVRIERA - MOTUPE
16. F. DE LA ROSA A. (2013) - EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS Y AZOTEA - CHICLAYO
17. F. DE LA ROSA A. (2013) - EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE NUEVE PISOS. - CHICLAYO
18. F. DE LA ROSA A. (2014) - PLANTA EMPACADORA DE FRUTAS FRESCAS - JAYANCA - PROSERLA SAC.
19. F. DE LA ROSA A. (2014) - CENTRO DE DISTRIBUCION MAFER REAL ESTATE NORTE PERU - LAMBAYEQUE - MAFER REAL ESTATE SAC.
20. F. DE LA ROSA A. (2014) - AMPLIACION HOTEL TRES ESTRELLAS: EDIFICACION DE OCHO PISOS CON SOTANO Y SOTANO PARA ESTACIONAMIENTO VEHICULAR - CONSORCIO HOTELERO DEL NORTE S.A. – CHICLAYO.
21. F. DE LA ROSA A. (2014) - HABILITACION URBANA CON CONSTRUCCION SIMULTANEA ETAPA I – VILLA BLANCA - CONSTRUCCIONES INMOBILIARIAS SAN ISIDRO – J.L.ORTIZ
22. F. DE LA ROSA A. (2014) - CONJUNTO RESIDENCIAL FIRENZE - CONSTRUCTORES INTERAMERICANOS S.A. COINSA - TRUJILLO



FELIX DE LA ROSA A.

INGENIERO CIVIL

C.I.P. 13732

23. F.DE LA ROSA A. (2015) - COLECTOR DE DESAGUE NOR-ESTE PARA LAS HABILITACIONES URBANAS: VISTA ALEGRE, VILLA BLANCA Y LA ESTANCIA. - CONSTRUCTORA GALILEA SAC. - J.L.ORTIZ
- 22.- F.DE LA ROSA A. (2015) - NUEVO TECHO VOLADO ZONA DE CARGA Y DESCARGA - CENTRO DE DISTRIBUCION - TRUJILLO - BACKUS S.A.A. - ACEVEDO INGENIEROS E.I.R.L. - TRUJILLO
- 23.- F.DE LA ROSA A. (2015) - ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACION - PAVIMENTOS RIGIDOS DE CONCRETO EN PATIO DE MANIOBRAS Y EVACUACION DE DRENAJE PLUVIAL - ALTOMAYO PERU SAC - CHICLAYO.
- 24.- F.DE LA ROSA A. (2015) NUEVO HOSPITAL NAYLAMP RED ASISTENCIAL - LAMBAYEQUE. - GERENCIA CENTRAL DE INFRAESTRUCTURA - ESSALUD - POMALCA
- 25.- F.DE LA ROSA A. (2015) - EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS CON MEDIO SOTANO - J Y C EDIFICACIONES Y EQUIPOS SAC. - CHICLAYO.
- 26.- F.DE LA ROSA A. (2015) - HOTEL DE NUEVE PISOS Y AZOTEA CON DOS SOTANOS Y SEMI SOTANO - GEORGE HENDE THOMAS - PIURA.
- 27.- F.DE LA ROSA A. (2015) - AMPLIACION LOSA DE PAVIMENTO RIGIDO PARA ENVASES VACIOS - APT - MOTUPE - MOTUPE.
- 28.- F.DE LA ROSA A. (2015) - HOTEL DE SEIS PISOS Y AZOTEA - ARQ. JAVIER LLORACH PAREDES - CHICLAYO.
- 29.- F.DE LA ROSA A. (2015) - EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS Y AZOTEA - ING. RICARDO A. AGUILAR MARCHENA Y SRA. VIVIANA BECERRA GAONA - CHICLAYO.
- 30.- F.DE LA ROSA A. (2015) - EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS Y AZOTEA - SRA. BEATRIZ LAYME CACERES - CHICLAYO.

(*1) TERZAGHI, K.V.

"THEORETICAL SOIL MECHANICS"
John Wiley And Sons Inc.

(*2) K.V. TERZAGHI, R.B. PECK Y G. MESRI

"SOIL MECHANICS ENGINEERING PRACTICE"
John Wiley And Sons Inc.

(*3) PECK, R.B.

"FOUNDATION ENGINEERING"
John Wiley And Sons Inc.

(*4) W.E. ESCHULZE / K. SIMMER

"CIMENTACIONES"
EDITORIAL BLUME

(*5) REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES
NORMA E.050 - SUELOS Y CIMENTACIONES

Anexo 3 Parámetros mínimos del estudio de suelos del proyecto en relación con la E.050 Suelos y Cimentaciones

ESTUDIO DE SUELOS - EDIFICIO MULTIFAMILIARES DE NUEVE PISOS

GENERALIDADES

Que el **COEFICIENTE DE SEGURIDAD** de las cimentaciones con respecto a una rotura por falta de resistencia al esfuerzo cortante en el suelo de apoyo tenga un valor mínimo de **TRES**, que es el coeficiente de seguridad exigido en el diseño de las superestructuras (+3).

Artículo 21.- Factor de seguridad frente a una falla por corte
Los factores de seguridad mínimos que deben tener las cimentaciones son los siguientes:

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

TRABAJOS REALIZADOS

TRABAJOS DE CAMPO: La investigación del sub-suelo de la zona en estudio se realizó a partir del fondo de la sobre excavación existente de 0.50 mts. de profundidad referida a la vereda de la calle Pacasmayo de cota relativa 100.00 mts., se ejecutaron cinco (05) perforaciones a percusión y la ejecución de **ENSAYOS ESTÁNDAR DE PENETRACION SPT- NTP339.133 (ASTM D1586)** complementados con fundas (**CASING**) tipo **NX** para evitar derrumbes.

TABLA 1
TIPO DE EDIFICACIÓN U OBRA PARA DETERMINAR EL NÚMERO DE PUNTOS DE EXPLORACIÓN (TABLA 6)

DESCRIPCIÓN	DISTANCIA MAYOR ENTRE APOYOS • (m)	NÚMERO DE PISOS (Incluidos los sótanos)			
		≤ 3	4 a 8	9 a 12	> 12
APORTICADA DE ACERO	< 12	III	III	III	II
PÓRTICOS Y/O MUROS DE CONCRETO	< 10	III	III	II	I
MUROS PORTANTES DE ALBAÑILERÍA	< 12	II	I	—	—
BASES DE MÁQUINAS Y SIMILARES	Cualquiera	I	—	—	—
ESTRUCTURAS ESPECIALES	Cualquiera	I	I	I	I
OTRAS ESTRUCTURAS	Cualquiera	II	I	I	I
- Cuando la distancia sobrepasa la indicada, se clasificará en el tipo de edificación inmediato superior.					
TANQUES ELEVADOS Y SIMILARES		≤ 9 m de altura		> 9 m de altura	
		II		I	
PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUA		III			
INSTALACIONES SANITARIAS DE AGUA Y ALCANTARILLADO EN OBRAS URBANAS.		IV			

PERFORACION	UBICACION	PROFUNDIDAD ALCANZADA (MTS)	COTA RELATIVA (MTS)	ENSAYOS SPT-ASTM REALIZADOS
SPT-1	Zona de la esquina formada por las calles Pacasmayo y calle IX a 10.00 mts. de la línea de fachada de ambas calles.	8.15	91.85	15
SPT-2	Zona adyacente a la calle Pacasmayo y propiedad de terceros a 10.00 mts. de la línea de fachada y del límite de propiedad con terceros.	8.15	91.85	15
SPT-3	Zona de la esquina formada por las calles IX y calle s/n a 10.00 mts. de la línea de fachada de ambas calles.	7.90	92.10	14
SPT-4	Zona adyacente a la calle s/n y propiedad de terceros a 10.00 mts. de la línea de fachada y del límite de propiedad con terceros.	8.15	91.85	15
SPT-5	Zona adyacente a la calle s/n y propiedad de terceros a 7.00 mts. de la línea de fachada y 13.50 mts. del límite de propiedad con terceros.	8.15	91.85	15

NIVEL FREATICO: Fue ubicado en los sondeos ejecutados sobre los estratos arena arcillosos del tipo SUCS: SC; durante el tiempo de registro de la **FASE DE CAMPO**; presenta las siguientes características:

SONDAJE	UBICACIÓN NAPA FREATICA		
	PROFUNDIDAD	COTA RELATIVA (MTS)	ESTRATO SUCS QUE LA ALOJA
SPT-1	4.70	95.30	SC
SPT-2	4.85	95.15	SC
SPT-3	4.90	95.10	SC
SPT-4	5.00	95.00	SC
SPT-5	5.45	94.55	SC

Tipo de edificación o obra (Tabla 1)	Número de puntos de exploración (n)
I	uno por cada 225 m ² de área techada del primer piso
II	uno por cada 450 m ² de área techada del primer piso
III	uno por cada 900 m ² de área techada del primer piso*
IV	uno por cada 100 m de instalaciones sanitarias de agua y abastecimiento en obras urbanas.
Habitación urbana para Vivienda Urbanizables de hasta 3 pisos	3 por cada hectárea de terreno por habitante

* Dentro de esta categoría se incluyen las plantas de tratamiento de agua en la que se considere en lugar de área techada, el área en planta de la misma, nunca será menor de 3.

14.2.2. Método de Ensayo de Penetración Estándar (SPT) NTP 326.133
Los Ensayos de Penetración Estándar (SPT) son aplicables según se indica en la Tabla 3. Se prohíbe ejecutar ensayos SPT en el fondo de calicatas, trincheras o cualquier tipo de excavación en suelos naturales, debido a la pérdida de confinamiento. Solo pueden ejecutarse en perforaciones manuales o mecánicas indicadas en el sub numeral 14.2.2.

14.2.2. Perforaciones Manuales y Mecánicas
Son sondeos que permiten reconocer la naturaleza y localización de las diferentes capas del terreno, así como extraer muestras del mismo y realizar ensayos in situ. La profundidad máxima es 10 metros en perforación manual, sin limitación en perforación mecánica. Las perforaciones manuales o mecánicas tienen las siguientes limitaciones.

Ensayo in Situ	Norma Aplicada	Permitido				No Permitido	
		Técnica de Exploración	Tipo de Suelo(1)	Parámetro a obtener(2)	Técnica de Exploración	Tipo de Suelo(1)	
SPT	NTP 326.133	Perforación	Todos excepto gravas	N	Calicata	Gravas	
CPT	NTP 326.148	Asesutación	Todos excepto gravas	qc, fs	Calicata	Gravas	
EPSh	LRE 163.901.1994	Asesutación	Todos excepto gravas	N20	Calicata	Gravas	
CTP	ANEXO II	Asesutación	Todos excepto gravas	Cr	Calicata	Gravas	
DPL	NTP 326.128	Asesutación	SP, SW, SM (con lentes no plásticas)	n	Calicata	La restante	
Wells de Campo(2)	NTP 326.102	Perforación/ Calicata	CL, ML, CH, MH: Para todos los casos con P<= 3 y saturados	Cl, Sl	—	La restante	
Prueba de carga	NTP 326.102	—	Focos estándar y todo tipo de suelo excepto gravas	Aumentación en Presión	—	Gravas	

16.2.6. Nivel de la Napa Freática
Ubicación de la Napa Freática dentro de la profundidad de exploración, indicando la fecha de medición.

Anexo 4 Verificación de irregularidades de planta de "Residencial Mozart"

Tabla 49 Irregularidad torsional

Story	Output Case	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	VERIFICACIÓN
Story8	Drift X - 2018	Diaph D8 X	0.010838	0.006667	1.6256	IRREGULAR
Story7	Drift X - 2018	Diaph D7 X	0.009609	0.005833	1.6472	IRREGULAR
Story6	Drift X - 2018	Diaph D6 X	0.009093	0.007196	1.2636	OK
Story5	Drift X - 2018	Diaph D5 X	0.010729	0.008324	1.2889	OK
Story4	Drift X - 2018	Diaph D4 X	0.011565	0.009005	1.2843	OK
Story3	Drift X - 2018	Diaph D3 X	0.011569	0.008858	1.3061	IRREGULAR
Story2	Drift X - 2018	Diaph D2 X	0.009801	0.007367	1.3304	IRREGULAR
Story1	Drift X - 2018	Diaph D1 X	0.004580	0.003546	1.2914	OK

Story	Output Case	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	VERIFICACIÓN
Story8	Drift Y - 2018	Diaph D8 Y	0.008086	0.004653	1.7377	IRREGULAR
Story7	Drift Y - 2018	Diaph D7 Y	0.144867	0.080269	1.8048	IRREGULAR
Story6	Drift Y - 2018	Diaph D6 Y	0.020022	0.010426	1.9204	IRREGULAR
Story5	Drift Y - 2018	Diaph D5 Y	0.030564	0.014511	2.1063	IRREGULAR
Story4	Drift Y - 2018	Diaph D4 Y	0.039845	0.018394	2.1662	IRREGULAR
Story3	Drift Y - 2018	Diaph D3 Y	0.046034	0.020630	2.2314	IRREGULAR
Story2	Drift Y - 2018	Diaph D2 Y	0.046516	0.020157	2.3076	IRREGULAR
Story1	Drift Y - 2018	Diaph D1 Y	0.028995	0.012246	2.3677	IRREGULAR

Tabla 50 Irregularidad torsional extrema

Story	Output Case	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	VERIFICACIÓN
Story8	Drift X - 2018	Diaph D8 X	0.010838	0.006667	1.6256	IRREGULAR
Story7	Drift X - 2018	Diaph D7 X	0.009609	0.005833	1.6472	IRREGULAR
Story6	Drift X - 2018	Diaph D6 X	0.009093	0.007196	1.2636	OK
Story5	Drift X - 2018	Diaph D5 X	0.010729	0.008324	1.2889	OK
Story4	Drift X - 2018	Diaph D4 X	0.011565	0.009005	1.2843	OK
Story3	Drift X - 2018	Diaph D3 X	0.011569	0.008858	1.3061	OK
Story2	Drift X - 2018	Diaph D2 X	0.009801	0.007367	1.3304	OK
Story1	Drift X - 2018	Diaph D1 X	0.004580	0.003546	1.2914	OK

Story	Output Case	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	VERIFICACIÓN
Story8	Drift Y - 2018	Diaph D8 Y	0.008086	0.004653	1.7377	IRREGULAR
Story7	Drift Y - 2018	Diaph D7 Y	0.144867	0.080269	1.8048	IRREGULAR
Story6	Drift Y - 2018	Diaph D6 Y	0.020022	0.010426	1.9204	IRREGULAR
Story5	Drift Y - 2018	Diaph D5 Y	0.030564	0.014511	2.1063	IRREGULAR
Story4	Drift Y - 2018	Diaph D4 Y	0.039845	0.018394	2.1662	IRREGULAR
Story3	Drift Y - 2018	Diaph D3 Y	0.046034	0.020630	2.2314	IRREGULAR
Story2	Drift Y - 2018	Diaph D2 Y	0.046516	0.020157	2.3076	IRREGULAR
Story1	Drift Y - 2018	Diaph D1 Y	0.028995	0.012246	2.3677	IRREGULAR

Tabla 51 Esquinas entrantes

Dirección	Dist. Total	Dist. Parcial	Ratio
X-X	41.10	23.17	56.37
Y-Y	36.12	27.55	76.27

Tabla 52 Discontinuidad del Diafragma

NIVEL	AREA TOTAL (m ²)	AREA DE ABERTURAS (m ²)	RATIO	VERIFICACION
PISO 1	789.66	44.678	6%	OK
PISO 2	789.66	125.739	16%	OK
PISO 3	789.66	125.739	16%	OK
PISO 4	789.66	125.739	16%	OK
PISO 5	789.66	125.739	16%	OK
PISO 6	789.66	125.739	16%	OK
PISO 7	325.98	46.82	14%	OK
PISO 8	325.98	46.82	14%	OK
PISO 9	29.10	0.00	0%	OK

LONGITUD TRANSVERSAL (m)	AREA NETA (m)	RATIO	VERIFICACION
8.85	1.5	17%	IRREGULARIDAD
22.28	7.38	33%	OK
19.53	9.39	48%	OK

Anexo 5 Verificación de irregularidades de altura de “Residencial Mozart”

Tabla 53 Irregularidad de Rigidez – Piso Blando

Story	Output Case	Stiff X	Stiff X	70%*Stiff(piso)	80%*Promedio	VERIFICACIÓN 1	VERIFICACIÓN 2
		kgf/m	ton				
Story9	SismoDinamicoX - 2018	2101706.93	2101.71	1471.19	-	OK	-
Story8	SismoDinamicoX - 2018	15498698.25	15496.60	10847.62	-	OK	-
Story7	SismoDinamicoX - 2018	25386071.94	25370.58	17759.40	11458.37	OK	OK
Story6	SismoDinamicoX - 2018	56209947.37	56184.58	39329.20	25880.47	OK	OK
Story5	SismoDinamicoX - 2018	75991979.91	75935.80	53155.06	41997.59	OK	OK
Story4	SismoDinamicoX - 2018	94111020.67	94035.08	65824.56	60308.12	OK	OK
Story3	SismoDinamicoX - 2018	113969834.07	113875.80	79713.06	75692.45	OK	OK
Story2	SismoDinamicoX - 2018	155445891.95	155332.02	108732.41	96864.77	OK	OK
Story1	SismoDinamicoX - 2018	350902760.55	350747.43	-	-	-	-

Story	Output Case	Stiff Y	Stiff Y	70%*Stiff(piso)	80%*Promedio	VERIFICACIÓN 1	VERIFICACIÓN 2
		kgf/m	ton				
Story9	SismoDinamicoY - 2018	1343744.74	1343.74	940.62	-	OK	-
Story8	SismoDinamicoY - 2018	7798706.82	7797.36	5458.15	-	OK	-
Story7	SismoDinamicoY - 2018	13512614.97	13504.82	9453.37	6038.91	OK	OK
Story6	SismoDinamicoY - 2018	13171459.05	13157.95	9210.57	9189.37	OK	OK
Story5	SismoDinamicoY - 2018	15668858.30	15655.70	10958.99	11284.93	OK	OK
Story4	SismoDinamicoY - 2018	17291453.53	17275.80	12093.06	12290.52	OK	OK
Story3	SismoDinamicoY - 2018	19407358.69	19390.08	13573.06	13952.42	OK	OK
Story2	SismoDinamicoY - 2018	24197552.00	24178.16	16924.71	16225.08	OK	OK
Story1	SismoDinamicoY - 2018	49770840.93	49746.66	-	-	-	-

Tabla 54 Irregularidad Extrema de Rigidez

Story	Output Case	VX (tonf)	80%*Fuerza	VERIFICACIÓN
PISO 9	Drift X - 2018	58.21	46.57	OK
PISO 8	Drift X - 2018	573.48	458.78	OK
PISO 7	Drift X - 2018	1021.59	817.27	OK
PISO 6	Drift X - 2018	1786.75	1429.40	OK
PISO 5	Drift X - 2018	2413.62	1930.90	OK
PISO 4	Drift X - 2018	2890.17	2312.13	OK
PISO 3	Drift X - 2018	3220.41	2576.33	OK
PISO 2	Drift X - 2018	3411.30	2729.04	OK
PISO 1	Drift X - 2018	3482.61	-	-

Story	Output Case	VY (tonf)	80%*Fuerza	VERIFICACIÓN
PISO 9	Drift Y - 2018	67.38	53.91	OK
PISO 8	Drift Y - 2018	532.98	426.38	OK
PISO 7	Drift Y - 2018	934.46	747.57	OK
PISO 6	Drift Y - 2018	1495.24	1196.19	OK
PISO 5	Drift Y - 2018	1950.88	1560.70	OK
PISO 4	Drift Y - 2018	2306.36	1845.09	OK
PISO 3	Drift Y - 2018	2574.45	2059.56	OK
PISO 2	Drift Y - 2018	2755.34	2204.27	OK
PISO 1	Drift Y - 2018	2847.38	-	-

Tabla 55 Irregularidad de Masa o Peso

NIVEL	PESO (TONF)	PESO POR NIVEL (TONF)	RATIO	VERIFICACIÓN
PISO 9	39.5043	39.5043	-	NO APLICA
PISO 8	370.4965	330.9922	-	NO APLICA
PISO 7	701.3276	330.8311	1.00	OK
PISO 6	1404.9399	703.6123	2.13	IRREGULAR
PISO 5	2108.139	703.1991	1.00	OK
PISO 4	2811.7512	703.6122	1.00	OK
PISO 3	3515.5209	703.7697	1.00	OK
PISO 2	4219.2942	703.7733	1.00	OK
PISO 1	4983.6747	764.3805	1.09	OK

Tabla 56 Irregularidad Geométrica Vertical

	Area	Ratio	Verificación
Piso 1	706.92	-	
Piso 2	627.12	1.13	OK
Piso 3	627.12	1.00	OK
Piso 4	627.12	1.00	OK
Piso 5	627.12	1.00	OK
Piso 6	627.12	1.00	OK
Piso 7	285.11	2.20	NO CUMPLE
Piso 8	285.11	1.00	OK
Piso 9	26.85	-	