



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

**FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

“Diseño Estructural de un edificio Aporticado Tipo A2 de 4 niveles con disipadores de energía en el AA.HH. Belén, Distrito de Nuevo Chimbote - 2018”

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

AUTOR:

MASSIEL GUADALUPE MANTILLA ALFARO

ASESOR:

ING. MANTILLA JACOBO CARLOS SANTOS

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

DISEÑO SÍSMICO Y ESTRUCTURAL

NUEVO CHIMBOTE - PERÚ

2018

PÁGINA DEL JURADO

Los miembros del Jurado:

En cumplimiento del Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad César Vallejo damos conformidad para la sustentación de la Tesis Titulada "**Diseño Estructural de un edificio Aporticado Tipo A2 de 4 niveles con disipadores de energía en el AA.HH. Belén, Distrito de Nuevo Chimbote - 2018**" la misma que debe ser defendida por el tesista: **Massiel Guadalupe Mantilla Alfaro** aspirante a obtener el título Profesional de **Ingeniero Civil**.

Nuevo Chimbote, 12 de Julio del 2018



Dr. Rigoberto Cerna Chávez

PRESIDENTE



Ing. Carlos Santos Mantilla Jacobo

SECRETARIO



Ing. Edgar Gustavo Sparrow Alamo

VOCAL

DEDICATORIA

A Dios, por darme la fuerza y la oportunidad de vivir; por estar conmigo en cada paso que doy, por hacer de mí, una mejor persona y calidad humana, por fortalecerme e iluminar mi mente en cada decisión que tomo en mi vida y sobre todo por haber puesto en mi camino a aquellas personas que han sido mi soporte y compañía durante todo el periodo de estudio.

A mi padre Agustín Mantilla Barrón, sé que no estás siempre presente por motivos de trabajo, pero todo lo que me enseñaste y me enseñas me anima a seguir adelante, levantándome, luchándola, peleando por llevar una vida mejor a la tuya. El no tenerte cerca me impulsa a seguir estudiando con más ganas, porque no deseo que el sacrificio que haces sea en vano, y que cada vez que regreses, sea orgullo para ti cada logro que hago y cumplo.

Mi madre Yuli Alfaro Villanueva, por darme la vida, quererme mucho, creer en mí y porque siempre me apoyaste en esos momentos difíciles, por tu amor incondicional y por las llamadas de atención que fueron necesarias para ir cumpliendo cada meta que me propuse. Por ser la persona que me ayuda a ser grande, por ser la que siempre está ahí y me enseña a que de los errores se aprende.

A mis hermanos que son mi vida completa y mi felicidad. El único motivo y razón para poder cumplir todas mis metas, mi único objetivo ser su orgullo y ejemplo a pesar de los errores.

Para finalizar, a todos los docentes de la universidad Cesar Vallejo, que me formaron durante los 5 años, por ser guías en mi aprendizaje, dándome los conocimientos para mi buen desenvolvimiento en la sociedad.

AGRADECIMIENTO

En primer lugar agradezco al Dr. Ing. Rigoberto Cerna Chávez, quien con sus conocimientos, observaciones y apreciaciones fue posible la culminación de la presente tesis, la cual nos resulta de mucho apoyo y sobre todo sus consejos que nos ayuda a desarrollarnos como futuros profesionales en ingeniería civil.

También expreso mi agradecimiento al Ing. Mantilla Jacobo, Carlos Santos, quien con su asesoría pude reforzar la investigación, brindando un apoyo desinteresado y generoso a lo largo del desarrollo de la presente tesis, también por su comprensión a mis errores y/o fallas que tengo y tuve en el transcurso de mis asesorías.

Finalmente y sobre todo nada puede hacer sentir más halagado y orgulloso a un padre que ver a su hijo realizándose como profesional. Los padres nos educan con todo el amor y el esfuerzo del mundo para que en un futuro podamos tener una vida mejor ya sea en el plano económico como espiritual. Así que son a ellos quienes les dan sentido a mi labor de estudiante. Por eso, son ellos quienes vienen a mi mente a quienes debo agradecer la inspiración y la motivación de que siga estudiando. Gracias a mis Padres.


DECLARACIÓN DE AUTENTICIDAD

Yo Massiel Guadalupe Mantilla Alfaro con DNI N° 71038770, a efecto de cumplir con las disposiciones vigentes consideradas en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad César Vallejo, Facultad de Ingeniería, Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil, declaro bajo juramento que toda la documentación que acompaño es veraz y auténtica.

Así mismo, declaro también bajo juramento que todos los datos e información que se presenta en la presente tesis son auténticos y veraces.

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

Nuevo Chimbote, 12 de Julio del 2018



Massiel Guadalupe Mantilla Alfaro ,
DNI N° 71038770

PRESENTACIÓN

Señores miembros del jurado, presento ante ustedes la tesis titulada: “Diseño Estructural de un edificio Apoticado Tipo A2 de 4 niveles con disipadores de energía en el AA.HH. Belén, Distrito de Nuevo Chimbote - 2018” lo cual se pretende diseñar una estructura con disipadores de energía de fluido viscoso con la finalidad que mediante un sismo, los servicios se mantengan con óptimas condiciones.

En el primer capítulo se desarrolla la introducción, que abarca la realidad problemática, trabajos preliminares, teorías relacionadas con el tema, formulación del problema, justificación, hipótesis y objetivos de la presente tesis.

En el segundo capítulo se desarrolla la metodología, es decir, diseño de investigación, las variables, su operacionalización, la población, la muestra, la técnica e instrumentos de recolección de datos que se utilizó, así mismo su validez y confiabilidad, el método y análisis de datos, y por último los aspectos éticos de la presente tesis.

En el tercer capítulo se presentan los resultados obtenidos de la tesis, partiendo desde la determinación de los parámetros a considerar para el diseño de la edificación, predimensionando los elementos que la superestructura, después se realiza una evaluación detallada del edificio mediante un análisis sismo estático y dinámico hasta la optimización con disipadores de energía de fluido viscoso, reforzando la estructura del edificio determinando la reducción de los daños ante un sismo severo.

En el cuarto capítulo se explican y discuten los resultados obtenidos de la investigación, haciendo una comparación con las teorías relacionadas al tema y antecedentes presentados en el marco.

En el quinto y sexto capítulo se presentan las conclusiones finales y se precisan algunas recomendaciones, respectivamente.

ÍNDICE GENERAL

PÁGINA DEL JURADO.....	i
DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTO.....	iii
DECLARACIÓN DE AUTENTICIDAD.....	iv
PRESENTACIÓN.....	v
RESUMEN.....	x
ABSTRACT.....	xi
I. INTRODUCCIÓN.....	25
1.1. Realidad problemática.....	26
1.2. Trabajos previos.....	27
1.3. Teorías relacionadas al tema.....	31
1.3.1. Categorías de las edificaciones.....	31
1.3.2. Diseño Estructural.....	33
1.3.3. Diseño sismorresistente.....	34
1.3.4. Análisis sísmico.....	37
1.3.5. Sistemas con disipadores de energía.....	39
1.3.6. Disipadores de fluidos viscosos.....	40
1.3.7. Ventajas de utilizar los disipadores viscosos.....	44
1.3.8. Modelamiento dinámico – matemático.....	44
1.3.9. Cálculo de lo disipadores de fluido viscoso.....	46
1.4. Formulación del problema.....	50
1.5. Justificación de estudio.....	50
1.6. Hipótesis.....	51
1.7. Objetivos.....	51
1.7.1. Objetivo general.....	51
1.7.2. Objetivos Específicos.....	51
II. MÉTODO.....	52
2.1. Diseño de investigación:.....	52
2.2. Variables y operacionalización.....	53
2.2.1. Variable Independiente:.....	53
2.2.2. Operacionalización.....	54
2.3. Población y muestra.....	56

2.3.1. Población.....	56
2.3.2. Muestra	56
2.3.3. Unidad De Análisis.....	56
2.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad	57
2.4.1. Técnicas de recolección de datos	57
2.4.2. Instrumentos de recolección de datos	58
2.4.3. Validez y Confiabilidad	59
2.5. Métodos de análisis de datos	59
2.6. Aspectos éticos	61
III. RESULTADOS	62
SUB - CAPÍTULO I	62
DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS ESTRUCTURALES	62
1.1. Introducción al proyecto.....	62
1.2. Descripción del proyecto	62
1.2.1. Datos del proyecto	63
1.2.2. Consideraciones a emplear.....	65
1.3. Cargas muertas y vivas a considerar según reglamento (e.020)	66
1.3.1. Muerta:.....	66
1.3.2. Viva:..	66
1.4. Estructuración.....	67
1.4.1. Aspectos Generales	67
SUB - CAPITULO 2	70
DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE MODELACIÓN ESTRUCTURAL ...	70
2.1. Criterios de la modelación.....	70
2.1.1. Peso Sísmico	70
2.1.2. Regularidad Estructural.....	70
SUB - CAPITULO 3	72
PRE - DIMENSIONAMIENTO.....	72
2.2. Generalidades	72
2.3. Losa aligerada.....	72
2.4. Vigas	73
2.5. Columnas	75

2.6. Escaleras.....	78
2.7. Muros Estructurales.....	78
2.8. Cimentación.....	79
SUB - CAPITULO IV.....	101
ANÁLISIS SÍSMICO – SISTEMA APORTICADO.....	101
4.1. Análisis sísmico estático.....	101
4.2. Análisis sísmico dinámico	141
SUB - CAPITULO V.....	150
ANÁLISIS SÍSMICO – SISTEMA MUROS ESTRUCTURALES	150
5.1. Análisis sísmico estático.....	151
5.2. Análisis sísmico dinámico	189
SUB - CAPITULO VI.....	198
ANÁLISIS SÍSMICO CON OPTIMIZACIÓN DE DISIPADORES VISCOSOS	198
6.1. Análisis sísmico dinámico modal – espectral sísmica con R=1	199
6.2. Registros sísmicos.....	201
6.3. Corrección de acelerogramas.....	202
6.4. Escalamiento de acelerogramas	204
6.5. Análisis sísmico dinámico – tiempo historia lineal.....	208
6.6. Determinación del sismo de diseño.....	210
6.7. Desempeño de los disipadores de fluido viscoso	211
6.8. Niveles del diseño de los disipadores	212
6.9. Factor de reducción de respuesta (B).....	219
6.10. Amortiguamiento efectivo (β_{effx})	219
6.11. Amortiguamiento viscoso (β_{HX}).....	220
6.12. Rigidez del brazo metálico (K)	220
6.13. Exponente de velocidad (α).....	221
6.14. Coeficiente de amortiguamiento (C).....	222
6.15. Análisis dinámico – tiempo historia no lineal con disipadores de fluido viscoso 229	
6.16. Verificación del comportamiento histérico.....	230

6.17. Balance energético	239
6.18. Fuerza de los disipadores	241
6.19. Máximo Stroke	247
6.20. Velocidades máximas	248
SUB - CAPITULO VII	250
ANÁLISIS SÍSMICO CON OPTIMIZACIÓN DE DISIPADORES VISCOSOS	250
7.1. Elección del disipador	250
7.2. Diseño del brazo metálico (disposición Chevron Brace mejorada)	254
7.3. Diseño de viga de acero	258
SUB - CAPITULO VIII	270
CONTRASTACIÓN DE RESULTADOS.....	270
8.1. Derivas entre piso.....	270
IV. DISCUSIÓN	272
V. CONCLUSIONES	277
VI. RECOMENDACIONES.....	278
VII. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	279

ANEXOS

ANEXO 01: INSTRUMENTO

ANEXO 02: VALIDACIÓN POR JUICIO DE EXPERTOS

ANEXO 03: MATRIZ DE CONSISTENCIA

ANEXO 04: CALCULOS

ANEXO 05: MECANICA DE SUELOS

ANEXO 06: NORMAS

ANEXO 07: PANEL FOTOGRÁFICO

ANEXO 08: EXTRACTO DEL CATALOGO TAYLOR

ANEXO 09: DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

ANEXO 10: PLANO DE UBICACIÓN

ANEXO 11: PLANO DE ARQUITECTURA

ANEXO 12: PLANO DE ESTRUCTURA

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N° 1: Técnicas e instrumentos de recolección de datos.	57
Tabla N° 2: Distribución Arquitectónica en los diferentes niveles.....	65
Tabla N° 3: Peso sísmico en función a la categoría de la edificación.	70
Tabla N° 4: Categoría y regularidad de las edificaciones.	71
Tabla N° 5: Peso aligerado según espesor t (cm).	72
Tabla N° 6: Factores para pre dimensionamiento de vigas.	74
Tabla N° 7: Cargas aplicadas a la estructura.....	75
Tabla N° 8: Formulas para determinar según el tipo de columna.	75
Tabla N° 9: Medidas de las columnas.	76
Tabla N° 10: Cargas tributarias de las columnas.	76
Tabla N° 11: Áreas del primer pre - dimensionamiento de las columnas.	77
Tabla N° 12: Porcentajes de peso de zapatas.....	79
Tabla N° 13: Cargas tributarias final en columnas.	80
Tabla N° 14: Peso propio de zapatas centradas.	80
Tabla N° 15: Peso propio de zapatas excéntricas.	87
Tabla N° 16: Peso propio de zapatas excéntricas.	93
Tabla N° 17: Factores de zona del Perú.....	102
Tabla N° 18: Categoría de la edificación.	102
Tabla N° 19: Factores de suelo.	102
Tabla N° 20: Periodo T_p y T_l	104
Tabla N° 21: Sistemas estructurales.	105
Tabla N° 22: JOIN DISPLACEMENTS.....	116
Tabla N° 23: Derivas joint label 1 con sismo estático en X.	117
Tabla N° 24: joint label 22 con sismo estático en X.	117
Tabla N° 25: Resultados derivas promedio con sismo estático en X para joint 1 y 22.	118
Tabla N° 26: Derivas joint label 1 con sismo estático en Y.	118
Tabla N° 27: Derivas joint label 22 con sismo estático en Y.	118

Tabla N° 28: Resultados derivas promedio con sismo estático en Y para joint 1 y 222.	118
Tabla N° 29: Derivas joint label 4 con sismo estático en X.	119
Tabla N° 30: Derivas joint label 21 con sismo estático en X.	119
Tabla N° 31: Resultados derivas promedio con sismo estático en X para joint 4 y 21.	119
Tabla N° 32: Derivas joint label 4 con sismo estático en Y.	119
Tabla N° 33: Derivas joint label 21 con sismo estático en Y.	120
Tabla N° 34: Resultados derivas promedio con sismo estático en Y para joint 4 y 21.	120
Tabla N° 35: Control de cortantes en X para irregularidad de piso débil.	120
Tabla N° 36: Control de cortantes en X para irregularidad de piso débil.	121
Tabla N° 37: Resultados derivas promedio con sismo estático en X para joint 1 y 22.	121
Tabla N° 38: Resultados derivas promedio con sismo estático en Y para joint 1 y 22.	122
Tabla N° 39: Resultados derivas promedio con sismo estático en X para joint 4 y 21.	122
Tabla N° 40: Resultados derivas promedio con sismo estático en Y para joint 4 y 21.	122
Tabla N° 41: Control de cortantes en X para irregularidad de piso débil.	123
Tabla N° 42: Control de cortantes en X para irregularidad de piso débil.	123
Tabla N° 43: Control de irregularidad de masas del sistema.	124
Tabla N° 44: Diaphragm Center of Mass Displacements - Análisis Estático en X.....	127
Tabla N° 45: Control de irregularidad torsional con sismo estático en X.	127
Tabla N° 46: Diaphragm Center of Mass Displacements - Análisis Estático en Y.....	127
Tabla N° 47: Control de irregularidad torsional con sismo estático en Y.	127
Tabla N° 48: Desplazamiento y desplazamientos relativos en el nudo 1 en “X” y “Y”	128
Tabla N° 49: Desplazamiento y desplazamientos relativos en el nudo 22 en “X” y “Y”	128

Tabla N° 50: Desplazamiento y desplazamientos relativos en el nudo 4 en “X” y “Y”	129
Tabla N° 51: Desplazamiento y desplazamientos relativos en el nudo 4 en “X” y “Y”	129
Tabla N° 52: Cálculos del desplazamiento de entrepiso entre el desplazamiento de centro de masas en “X”	129
Tabla N° 53: Cálculos del desplazamiento de entrepiso entre el desplazamiento de centro de masas en “X”	130
Tabla N° 54: Valores Z.U.C.S. para análisis de la fuerza cortante en el sistema.	136
Tabla N° 55: Coeficiente real de fuerza cortante en el sistema.	136
Tabla N° 56: Diagrama de masas y peso en el eje “X”	138
Tabla N° 57: Tabla de los cálculos de α_i en el eje “X”	138
Tabla N° 58: Diagrama de masas y peso en el eje “Y”	139
Tabla N° 59: Tabla de los cálculos de α_i en el eje “Y”	139
Tabla N° 60: Cortantes en los niveles en el eje “X”.	139
Tabla N° 61: Cortantes en los niveles en el eje “Y”.	139
Tabla N° 62: Fuerzas de cortes distribuidos en el eje “X”	140
Tabla N° 63: Fuerzas de cortes distribuidos en el eje “Y”	140
Tabla N° 64: Desplazamientos inelásticos sismo estático sistema aporticado en el eje “X”	140
Tabla N° 65: Desplazamientos inelásticos sismo estático sistema aporticado en el eje “Y”	141
Tabla N° 66: Datos A ingresar para el espectro.	142
Tabla N° 67: Valores del espectro – aceleración.	143
Tabla N° 68: Cortantes dinámico en la base.....	145
Tabla N° 69: Cortante estático vs cortantes dinámico sistema aporticado.	146
Tabla N° 70: Cortantes reales en la base.....	146
Tabla N° 71: Cortante dinámico vs. Cortante estático y factor de escala.	146
Tabla N° 72: Cortante estático vs cortantes dinámico sistema aporticado escalado.	147

Tabla N° 73: Control de masa participativa sistema aporticado.	147
Tabla N° 74: Control de distorsiones de entrepiso.....	148
Tabla N° 75: Control de distorsiones de entrepiso.....	148
Tabla N° 76: Factor de escala.	149
Tabla N° 77: Desplazamientos laterales y control de derivas con el factor de escala en "X"	149
Tabla N° 78: Desplazamientos laterales y control de derivas con el factor de escala en "Y".	149
Tabla N° 79: Sistemas estructurales,	151
Tabla N° 80: Categoría de la edificación.	152
Tabla N° 81: Factores de suelo.	152
Tabla N° 82: Periodos T_p y T_l	154
Tabla N° 83: Sistema estructurales.	155
Tabla N° 84: JOIN DISPLACEMENTS.....	165
Tabla N° 85: Derivas joint label 1 con sismo estático en X.	166
Tabla N° 86: joint label 22 con sismo estático en X.	166
Tabla N° 87: Resultados derivas promedio con sismo estático en X para joint 1 y 22.	166
Tabla N° 88: Derivas joint label 1 con sismo estático en Y.	166
Tabla N° 89: Derivas joint label 22 con sismo estático en Y.	167
Tabla N° 90: Resultados derivas promedio con sismo estático en Y para joint 1 y 22.	167
Tabla N° 91: Derivas joint label 4 con sismo estático en X.	167
Tabla N° 92: Derivas joint label 21 con sismo estático en X.	167
Tabla N° 93: Resultados derivas promedio con sismo estático en X para joint 4 y 21.	168
Tabla N° 94: Derivas joint label 4 con sismo estático en Y.	168
Tabla N° 95: Derivas joint label 21 con sismo estático en Y.	168
Tabla N° 96: Resultados derivas promedio con sismo estático en Y para joint 4 y 21.	168
Tabla N° 97: Control de cortantes en X para irregularidad de piso débil.	169

Tabla N° 98: Control de cortantes en X para irregularidad de piso débil.	169
Tabla N° 99: Resultados derivas promedio con sismo estático en X para joint 1 y 22.	170
Tabla N° 100: Resultados derivas promedio con sismo estático en Y para joint 1 y 22.	170
Tabla N° 101: Resultados derivas promedio con sismo estático en X para joint 4 y 21.	170
Tabla N° 102: Resultados derivas promedio con sismo estático en Y para joint 4 y 21.	171
Tabla N° 103: Control de cortantes en X para irregularidad de piso débil.	171
Tabla N° 104: Control de cortantes en X para irregularidad de piso débil.	171
Tabla N° 105: Control de irregularidad de masas del sistema.	172
Tabla N° 106: Diaphragm Center of Mass Displacements - Análisis Estático en X. .	175
Tabla N° 107: Control de irregularidad torsional con sismo estático en X.	175
Tabla N° 108: Diaphragm Center of Mass Displacements - Análisis Estático en Y. .	176
Tabla N° 109: Control de irregularidad torsional con sismo estático en Y.	176
Tabla N° 110: Valores Z.U.C.S. para análisis de la fuerza cortante en el sistema. ...	180
Tabla N° 111: Coeficiente real de fuerza cortante en el sistema.	181
Tabla N° 112: Coeficiente real de fuerza cortante en el sistema.	181
Tabla N° 113: Fuerzas cortantes en la base de los elementos Piers en el eje "X". ...	183
Tabla N° 114: Cortante en la base en el eje "X".	183
Tabla N° 115: Fuerzas cortantes en la base de los elementos Piers en el eje "Y". ...	183
Tabla N° 116: Cortante en la base en el eje "Y".	183
Tabla N° 117: Verificación del Sistema Estructural.	184
Tabla N° 118: Masa y peso de los niveles de la estructura en eje "X".	185
Tabla N° 119: Calculo del coeficiente α_i en el eje "X".	186
Tabla N° 120: Masa y peso de los niveles de la estructura en "Y"	186
Tabla N° 121: Calculo del coeficiente α_i en el eje "Y".	186
Tabla N° 122: Cortante en la base de los diferentes niveles en el eje "X".	186
Tabla N° 123: Cortante en la base de los diferentes niveles en el eje "Y".	187

Tabla N° 124: Fuerzas distribuidas en el eje “X”	187
Tabla N° 125: Fuerzas distribuidas en el eje “Y”	187
Tabla N° 126: Desplazamientos inelásticos sismo estático sistema aporticado en “X”.	188
Tabla N° 127: Desplazamientos inelásticos sismo estático sistema aporticado en “Y”.	188
Tabla N° 128: Datos A ingresar para el espectro.	189
Tabla N° 129: Valores del espectro – aceleración.	190
Tabla N° 130: Cortantes dinámico en la base.	194
Tabla N° 131: Cortante estático vs cortantes dinámico sistema muros estructurales.	194
Tabla N° 132: Cortante dinámico vs. Cortante estático y factor de escala.	195
Tabla N° 133: Cortante estático vs cortantes dinámico sistema muros estructurales escalado.	195
Tabla N° 134: Control de masa participativa sistema de muros estructurales.	196
Tabla N° 135: Control de distorsiones de entrepiso.	197
Tabla N° 136: Desplazamientos laterales y control de derivas con el factor de escala en “Y”	197
Tabla N° 137: para análisis de la fuerza cortante en el sistema.	199
Tabla N° 138: Cálculo de espectro de pseudo-aceleración sísmica	200
Tabla N° 139: Control de derivas de entrepiso en análisis con R=1 en el eje X.	200
Tabla N° 140: Control de derivas de entrepiso en análisis con R=1 en el eje Y.	201
Tabla N° 141: ubicación de estaciones acelerométricas.....	201
Tabla N° 142: Registros sísmicos considerados para el análisis de la edificación. ..	201
Tabla N° 143: Registros sísmicos escalados al espectro de diseño (objetivo)	206
Tabla N° 144: Control de derivas con el CASO 1 – ICA 2007 en el eje “Y”	208
Tabla N° 145: Control de derivas con el CASO 2 – ICA 2007 en el eje “Y”	208
Tabla N° 146: Control de derivas con el CASO 1 – LIMA 1966 en el eje “Y”	209
Tabla N° 147: Control de derivas con el CASO 2 – LIMA 1966 en el eje “Y”	209
Tabla N° 148: Control de derivas con el CASO 1 – LIMA 1974 en el eje “Y”	209
Tabla N° 149: Control de derivas con el CASO 2 – LIMA 1974 en el eje “Y”	210

Tabla N° 150: Control de las derivas con el análisis dinámico tiempo – historia lineal	210
Tabla N° 151: Variación dinámico espectral vs tiempo historia en Y	211
Tabla N° 152: Sismo de diseño elegido LIMA 1974 en el eje “Y” – CASO 2.....	212
Tabla N° 153: Niveles de movimiento sísmico de diseño	212
Tabla N° 154: Niveles de desempeño sísmico	213
Tabla N° 155: Nivel de comportamiento sísmico esperado	214
Tabla N° 156: Estados de daño vs. Niveles de desempeño.	215
Tabla N° 157: Niveles de desempeño sísmico esperado.	216
Tabla N° 158: Derivas provenientes del sismo en “Y” de LIMA 1974 – CASO 2.....	219
Tabla N° 159: Dimensiones del brazo metálico Round HSS 20.00 x 0.375.	220
Tabla N° 160: Desplazamientos modales relativos desde el techo hasta la base en el eje “Y” pórtico 2 y 3.	223
Tabla N° 161: Amplitud máxima por pórticos.....	223
Tabla N° 162: Masa y peso sísmico de la edificación del primer al cuarto nivel.	224
Tabla N° 163: Desplazamientos del modo 1 del primer al cuarto nivel en “Y”	224
Tabla N° 164: Desplazamientos relativos en los extremos del disipador del primer al cuarto nivel eje “Y” elevación en el eje “D”	225
Tabla N° 165: Desplazamientos relativos en los extremos del disipador del primer al cuarto nivel eje “Y” elevación en el eje “J”	225
Tabla N° 166: Cálculos generales para el amortiguamiento no lineal del disipador en “Y”	225
Tabla N° 167: Datos del amortiguamiento no lineal del disipador.	226
Tabla N° 168: Control de derivas de acuerdo a Hazus.	227
Tabla N° 169: Control de derivas con análisis dinámico – tiempo historia no lineal con disipadores en “Y”	229
Tabla N° 170: Control de derivas con análisis dinámico – tiempo historia no lineal con disipadores en “Y”	235
Tabla N° 171: Fuerza y peso de los disipadores provistos por Taylor.....	241
Tabla N° 172: Fuerza de los disipadores en el eje “Y” pórtico derecho.	242
Tabla N° 173: Fuerza de los disipadores en el eje “Y” pórtico izquierdo.....	242

Tabla N° 174: Numero de dispositivos por fuerza de trabajo.	245
Tabla N° 175: Control de masa participativa sistema de muros estructurales.	245
Tabla N° 176: Características de los disipadores 220 kip, 330 kip y 440 kip.	250
Tabla N° 177: Características de la placa base de los disipadores 220 kip, 330 kip y 440 kip.	250
Tabla N° 178: Fuerza de los disipadores para el eje D del edificio con sismo máximo esperado.	254
Tabla N° 179: Fuerza de los disipadores para el eje J del edificio con sismo máximo	255
Tabla N° 180: Diferencial de axiales en el eje D del edificio con sismo esperado	259
Tabla N° 181: Diferencial de axiales en el eje J del edificio con sismo esperado	259
Tabla N° 182: Características de la viga de acero W8 x 35	268
Tabla N° 183: Reducción porcentual en derivas de entrepiso - Eje Y	271

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N° 1: Mapa provincial del departamento de Ancash. La zona en estudio se encuentra en la Provincia de Santa.....	63
Figura N° 2: La zona en estudio se encuentra Asentamiento Humano Belén.	63
Figura N° 3: Mapa del Perú. La zona en estudio se encuentra en la Ciudad de Nuevo Chimbote, Provincia de Santa, Departamento de Ancash.	64
Figura N° 4: Peso sísmico de la estructura aporticada.	71
Figura N° 5: Mapa de zonas sísmicas.	101
Figura N° 6: Cuadro de altura de entresijos de la edificación.....	103
Figura N° 7: Esquema de la estructura, modelo en el software de cálculo ETABS.	106
Figura N° 8: Vista en planta del modelo en ETABS primer al tercer nivel.	106
Figura N° 9: Vista en planta del modelo en ETABS cuarto nivel.	107
Figura N° 10: Colocamos dentro del software el coeficiente “C” y “K” para “X”	108
Figura N° 11: Colocamos dentro del software el coeficiente “C” y “K” para “X”	108
Figura N° 12: Determinación del periodo real en el software.....	110
Figura N° 13: Modo 01: 1.288 seg. Traslacional en Y.....	110
Figura N° 14: Modo 02: 0.637 seg. Traslacional en X.....	111
Figura N° 15: Modo 03: 0.517 seg. Rotacional en Z.....	111
Figura N° 16: Coeficiente “C” corregido en “Y”	113
Figura N° 17: Corrección del coeficiente “K” en “X”	114
Figura N° 18: Corrección del coeficiente “K” en “X”	115
Figura N° 19: Nudos a evaluar en los extremos de análisis de rigidez el sistema. .	116
Figura N° 20: Vista 3D de la estructura aporticada.....	124
Figura N° 21: Edificio sistema aporticado en vista diagonal.	125
Figura N° 22: Vista lateral de las columnas en los diferentes niveles.	126
Figura N° 23: Idealización de torsión de estructura en planta.	126
Figura N° 24: Vista en planta de la edificación en análisis.	131
Figura N° 25: Vista lateral de la estructura en planta.	131
Figura N° 26: Vista en planta del primer al tercer nivel.	132

Figura N° 27: Vista en planta del cuarto nivel.....	132
Figura N° 28: Corrección de coeficiente C en el eje “X”.	134
Figura N° 29: Corrección de coeficiente C en el eje “Y”.	135
Figura N° 30: Vista lateral de la estructura.....	138
Figura N° 31: Mapa de zonas sísmicas.	151
Figura N° 32: Alturas totales de los niveles de entepiso.	153
Figura N° 33: Esquema de la estructura, modelo en el software de cálculo ETABS.	156
Figura N° 34: Vista en planta del primer al tercer nivel.	156
Figura N° 35: Vista en planta del cuarto nivel.....	157
Figura N° 36: Colocamos dentro del software el coeficiente “C” y “K” para “X”	158
Figura N° 37: Colocamos dentro del software el coeficiente “C” y “K” para “Y”	158
Figura N° 38: Determinación del periodo real en el software.	160
Figura N° 39: Modo 01: 0.462 seg. Traslacional en Y.....	160
Figura N° 40: Modo 02: 0.34 seg. Traslacional en X.....	161
Figura N° 41: Modo 03: 0.34 seg. Rotacional en Z.....	161
Figura N° 42: Vista lateral en el eje “X”	164
Figura N° 43: Nudos a evaluar en los extremos de análisis de rigidez el sistema. .	164
Figura N° 44: Vista 3D de la estructura aporticada.....	173
Figura N° 45: Edificio sistema aporticado en vista diagonal.	173
Figura N° 46: Vista lateral de las columnas en los diferentes niveles.	174
Figura N° 47: Idealización de torsión de estructura en planta.	175
Figura N° 48: Vista en planta de la edificación en análisis.	177
Figura N° 49: Vista lateral de la estructura en planta.	177
Figura N° 50: Vista en planta del primer al tercer nivel.	178
Figura N° 51: Vista en planta del cuarto nivel.....	178
Figura N° 52: Vista diagonal de la estructura de sistema de muros estructurales. .	185
Figura N° 53: Datos de la aceleración de registros sísmicos.....	202
Figura N° 54: Acelerograma en coordenadas E – W de Ica en el SeismoSignal sin correcciones.	203

Figura N° 55: Acelerograma en coordenadas E – W de Ica en el SeismoSignal corregido.....	203
Figura N° 56: Acelerograma periodo vs pseudo-aceleración con corrección de línea y filtrado	204
Figura N° 57: Espectro de diseño (color rojo) y registro sísmico sin escalar (color naranja).....	205
Figura N° 58: Espectro de diseño (color rojo) y registro sísmico escalado (color naranja).....	205
Figura N° 59: Comparación entre registro sísmico sin escalar (color morado) y registro escalado (color verde) al espectro de diseño (color rojo)	206
Figura N° 60: Primer caso de análisis	207
Figura N° 61: Segundo caso de análisis.....	207
Figura N° 62: Clasificación según tipo de estructura.....	217
Figura N° 63: Relación estado de daño – deriva según clasificación de estructura.	218
Figura N° 64: Longitud del brazo metálico en el eje “Y” pórtico 2 y 3.....	221
Figura N° 65: Acoplamiento de disipadores en la eje “D” del edificio pórtico 2 y 3. .	222
Figura N° 66: Acoplamiento de disipadores en la eje “J” del edificio pórtico 2 y 3. .	223
Figura N° 67: Parámetro lambda para disipador viscoso no lineal	226
Figura N° 68: Ingreso de los datos al software en Y – 23.	227
Figura N° 69: Colocación del disipador en “Y” para el pórtico 2-3, eje “D”.	228
Figura N° 70: Colocación del disipador en “Y” para el pórtico 2-3, eje J.....	228
Figura N° 71: Cambio al estado no lineal.	229
Figura N° 72: Disipadores en verificación histeretica en el eje Y – D.....	231
Figura N° 73: Comportamiento histerético disipadores K1 y K2.....	231
Figura N° 74: Comportamiento histerético disipadores K5 y K6.....	232
Figura N° 75: Comportamiento histerético disipadores K3 y K4.....	232
Figura N° 76: Disipadores en verificación histeretica en el eje Y – J.....	233
Figura N° 77: Comportamiento histerético disipadores K7 y K8.....	233
Figura N° 78: Comportamiento histerético disipadores K11 y K12.	234
Figura N° 79: Comportamiento histerético disipadores K9 y K10.	234

Figura N° 80: Disipadores en verificación histeretica en el eje Y – D.....	235
Figura N° 81: Comportamiento histerético disipadores K1 y K2.....	236
Figura N° 82: Comportamiento histerético disipadores K5 y K6.....	236
Figura N° 83: Disipadores en verificación histeretica en el eje Y – J.....	237
Figura N° 84: Comportamiento histerético disipadores K7 y K8.....	237
Figura N° 85: Comportamiento histerético disipadores K11 y K12.	238
Figura N° 86: Comportamiento histerético disipadores K9 y K10.	238
Figura N° 87: Acoplamientos de las energías en la estructura.....	239
Figura N° 88: Balance energético en estructura.	240
Figura N° 89: Disipadores acoplados en el eje “D”	242
Figura N° 90: Catalogo de disipadores de Taylor.	243
Figura N° 91: Catalogo de Taylor – placa base.....	244
Figura N° 92: Verificación de periodos en el Modo 1	246
Figura N° 93: Verificación de periodos en el Modo 2	246
Figura N° 94: Ubicación del dispositivo K8 en análisis.	247
Figura N° 95: Máximo Stroke en el dispositivo K8	248
Figura N° 96: Dimensiones del disipador de 220 kip.....	251
Figura N° 97: Dimensiones de la placa base del disipador de 220 kip.....	251
Figura N° 98: Dimensiones del disipador de 330 kip.....	252
Figura N° 99: Dimensiones de la palca base del disipador de 330 kip.....	252
Figura N° 100: Dimensiones del disipador de 440 kip.....	253
Figura N° 101: Dimensiones de la palca base del disipador de 440 kip	253
Figura N° 102: Brazo metálico a diseñar en configuración Chevron Brace mejorado del disipador K8 - Eje Y	255
Figura N° 103: Dimensiones y propiedades del brazo metálico HSS.....	256
Figura N° 104: Deformada de un pórtico reforzado y trabajo de los disipadores – Eje D	260
Figura N° 105: Descomposición de fuerzas axiales de los brazos metálicos en disposición Chevron Brace Mejorado – Eje D.....	260
Figura N° 106: Diagrama de carga distribuida y puntual en viga de acero – Eje D	261

Figura N° 107: Propiedades de la sección viga W8 x 35.....	263
Figura N° 108: Diagrama de curva de resistencia básica de la viga de acero W8 x 35.....	264
Figura N° 109: Capacidades del momento e influencia del valor Cb.....	265
Figura N° 110: Ubicación de puntos para cálculo de momento en viga de acero ...	266
Figura N° 111: Dimensiones de la sección de viga W8 x 35.....	267
Figura N° 112: Viga de acero W18 x 106 - diseño final	268
Figura N° 113: Diseño final del pórtico con acoplamiento del sistema de disipación viscosa - Eje Y.....	269

RESUMEN

La presente investigación titulada: “Diseño Estructural de un edificio Aporticado Tipo A2 de 4 niveles con disipadores de energía en el AA.HH. Belén, Distrito de Nuevo Chimbote - 2018” pertenece a la línea de investigación diseño sísmico y estructural e investigación cuantitativa.

Como objetivo general se tuvo, Diseñar la estructura de un edificio Aporticado tipo A2 de 4 niveles con disipadores de energía en el AA.HH. Belén, Distrito de Nuevo Chimbote – 2018. El tipo de investigación fue descriptivo teniendo un diseño no experimental, tanto la población como la muestra de la presente tesis fueron lo mismo, siendo el Edificio Aporticado Tipo A2 de 4 niveles con un área de 396 m² ubicada en el Asentamiento Humano Belén, Provincia del Santa, Distrito de Nuevo Chimbote de la Región de Ancash. Como instrumento se tuvo fichas técnicas elaboradas a la disposición y de acuerdo a las Normas Técnicas E.030 (Diseño Sismorresistente), E.020 (Cargas), E.060 (Concreto Armado), para poder determinar con exactitud todo lo indispensable y requisitos para el desarrollo del proyecto de investigación. Así como los parámetros que se necesitan para el modelador estructural de los disipadores de energía.

Dentro del desarrollo de la presente tesis se tuvo como indicadores: Parámetros estructurales, parámetros sísmicos (E-0.30), análisis sísmicos, parámetros para el modelado y disposiciones típicas, siendo todos ellos los contribuyentes a lograr como conclusión general, el diseño realizado de la estructura Tipo A2 de 4 niveles de con la optimización de los disipadores de energía de fluido viscoso reduciendo significativamente los daños estructurales ante un sismo severo en la estructura.

Palabras claves: Disipadores de fluido viscoso, Análisis estático, Análisis dinámico, Análisis tiempo – historia, Reducción de daños estructurales.

ABSTRACT

The present research entitled: "Structural Design of a Type A2 A2-level building with energy dissipators in the AA.HH. Belén, Nuevo Chimbote District - 2018 "belongs to the seismic and structural design investigation line and quantitative research.

The general objective was to design the structure of a A2 type A2 building with 4 levels with energy dissipators in the AA.HH. Belén, Nuevo Chimbote District - 2018. The type of research was descriptive having a non-experimental design, both the population and the sample of the present thesis were the same, being the Type A2 Building of 4 levels with an area of 396 m² located in the Belén Human Settlement, Santa Province, Nuevo Chimbote District of the Ancash Region. As an instrument, technical sheets were made available and in accordance with the Technical Standards E.030 (Seismic Design), E.020 (Loads), E.060 (Reinforced Concrete), in order to determine exactly what is necessary and requirements. for the development of the research project. As well as the parameters that are needed for the structural modeler of the energy dissipators.

Within the development of the present thesis were as indicators: structural parameters, seismic parameters (E-0.30), seismic analysis, parameters for modeling and typical arrangements, all of them being the contributors to achieve as a general conclusion, the design made of the Type A2 structure of 4 levels with the optimization of viscous fluid energy dissipators significantly reducing the structural damage before a severe earthquake in the structure.

Keywords: Viscous fluid heatsinks, Static analysis, Dynamic analysis, Time - history analysis, Structural damage reduction.

I. INTRODUCCIÓN

1.1. Realidad problemática

La problemática observada en este Proyecto de Investigación es la variedad de eventos sísmicos que se vienen presentando a nivel internacional y nacional, que vienen dejando como consecuencia varias personas fallecidas, bastantes damnificados y sobre todo graves daños materiales. Con ello tenemos el conocimiento que el Distrito de Nuevo Chimbote, lugar donde se realizará el desarrollo del Proyecto se encuentra ubicada en una zona altamente sísmica (Z4) de acuerdo a la norma técnica peruana E.030.

Debido a los eventos sísmicos ocurridos, es importante empezar a diseñar edificaciones que sean seguras y que cumplan los parámetros mínimos exigidos por la norma E-030, teniendo como fin el de evitar el colapso. Sobre todo es importante evitarlo en las EDIFICACIONES ESENCIALES – Tipo “A”. Donde cuya función, no deberían suspenderse seguido de un sismo de gran magnitud como por ejemplo “Las edificaciones De Salud”.

A nivel internacional entre los sismos más impactantes que ocurrieron durante los últimos 10 años, tenemos el ocurrido en Haití (el 12 de Enero, 2010); este evento de 7 grados dejó 316 mil personas fallecidas, 1,6 millones de personas sin hogares y heridos (Noticias Telesur, 2016, párr. 3-5).

Uno de los últimos sismos ocurridos fue en México el 07 de Septiembre del 2017. Donde fallecieron más de 50 personas como consecuencia del evento sísmico de 8,2 grados que ha asustado y sacudido en todo el sur de México, y ha sido asignado como el mayor impacto que ha sufrido ese país "en los últimos 100 años" (Noticia México, 2017, párr. 1).

A nivel Nacional uno de los eventos telúricos más trágicos de la historia del Perú, fue ocurrido en Mayo del 2007 en la ciudad de Pisco (Ica) donde fue centro de un sismo con una magnitud de 7.9 grados según la escala de

Ritcher. Dejando 513 personas fallecidas, un aproximado de 2,291 personas heridas, alrededor de 76.000 edificaciones totalmente devastadas y desoladas y como 431 mil personas afectadas (Deperu.com, 2017, párr. 1-2).

Una de las zonas más evaluadas últimamente y que posee una inmensa acumulación de energía es el departamento de Ancash, las investigaciones según escalas sismológica de la energía que se liberaría (Magnitud del Momento), sería de 8,8 Mw.

A nivel local, Chimbote posee en sus antecedentes uno de los sismos con mayor intensidad en el Perú, es conocido como el terremoto del 70, recordado por la magnitud en la escala de Richter (7.9), y por la gran cantidad de pérdidas de vidas que tuvo la región y principalmente el colapso total de sus estructuras. Nuevo Chimbote no presenta con Edificaciones Esenciales que tengan el uso de Disipadores Sísmicos, a pesar que entendemos que estas estructuras pueden y deben servir de refugio ante cualquier movimiento telúrico severo.

El Asentamiento Humano Belén localizado en el Distrito de Nuevo Chimbote, no cuenta de una Edificación Esencial para toda la población cercana, hablando directamente del área de salubridad lo cual implica de gran ayuda para garantizar la vida durante cualquier tipo de emergencia sísmica.

Por la alta vulnerabilidad que presenta el país se plantea diseñar una Estructura Aportada Tipo A2 de 4 niveles con el uso de Disipadores de Energía, con el fin de evitar su colapso en la edificación antes mencionada; debido a que es de vital importancia que su función no sea interrumpida durante cualquier tipo de evento sísmico.

1.2. Trabajos previos

- Antecedentes Internacionales:

- . Díaz Lorca Javier (2012) en su tesis titulada “Estudios de modelos sísmicos en las edificaciones” en la Universidad de León – España para obtener el título de Ingeniero Civil, España. Que se fundamentó con un tipo de investigación de acuerdo a la contrastación de resultados No Experimental – Descriptiva. Analiza el diseño de la edificación aplicando normas españolas para comparar en cuanto a diseño, seguridad y confiabilidad con respecto a las normas peruanas.

Su objetivo principal fue obtener un análisis sismorresistente de una estructura bajo diferentes modelaciones, para determinar su grado de influencia en la definición final de la construcción.

Demostrándose al final del proyecto que las 7 modelaciones llevadas a cabo han sido secuenciadas en dificultad progresiva.

- . Lopez Ramirez, Alex Manuel (2007) en su tesis titulada “Diseño de centro de salud para la aldea el jute y diseño del sistema de agua potable para la aldea San Miguel, Chiquimula” en la Universidad de San Carlos de Guatemala – Guatemala para obtener el título de Ingeniero Civil, Guatemala. Que se fundamentó con un tipo de investigación de acuerdo a la contrastación de resultados No Experimental – Descriptiva.

Tuvo como objetivo diseñar un informe sobre el proyecto de las aldeas que integran el municipio de Chiquimula, departamento de Chiquimula.

- . Concluyendo en la elaboración de una investigación diagnóstica sobre las necesidades de infraestructura y en la aldea El Jute, obteniendo como prioridad la construcción de un centro de salud.

– Antecedentes Nacionales

- . Anampa Pancca, Juliano Jhonatan (2016) en su tesis titulada “Reducción de daños estructurales frente a un sismo severo con dispositivos pasivos de disipación de energía de fluido viscoso para el edificio de la escuela de Ingeniería Metalúrgica de la Universidad Nacional Jorge Basadre Grohman, 2016” en la Universidad Nacional Jorge Basadre Grohman – Perú para obtener el título de Ingeniero Civil, Tacna., que se fundamentó con un tipo de investigación de acuerdo a la contrastación de resultados No Experimental – Correlacional.

Tuvo como objetivo que el edificio alcance un daño leve frente a un sismo severo, para ello se definió, según HAZUS, una deriva objetivo de 5‰. Se comprobó que los DISIPADORES son muy efectivos en sistemas estructurales flexibles y aporricados pero, frente a una estructura con irregularidad extrema de rigidez, es necesario adicionar elementos complementarios.

- . Romero Leceta, José Ignacio (2016) en su tesis titulada “Diseño Estructural De Un Edificio De 7 Pisos De Concreto Armado Con Reforzamiento Con Disipadores Visco-Elásticos Sólidos” Perú para obtener el título de Ingeniero Civil, Lima. Que se fundamentó con un tipo de investigación de acuerdo a la contrastación de resultados No Experimental – Correlacional.

Teniendo como objetivo elaborar una metodología de diseño estructural con dispositivos pasivos de DISIPACIÓN DE ENERGÍA visco-elásticos sólidos para edificaciones aplicadas a la realidad peruana.

Concluyendo para el presente proyecto: Al reforzar la estructura con disipadores visco-elásticos sólidos se observa una pequeña reducción en el periodo, una reducción importante de la deriva de piso y un aumento leve de las fuerzas sísmicas en la estructura.

. Díaz La Rosa Sánchez, Marco Antonio (2014) en su tesis titulada “Evaluación del proyecto estructural y optimización del diseño con disipadores de energía viscosos Taylor para una edificación esencial de 6 Pisos, 2014” en la Universidad Privada Antenor Orrego – Perú para obtener el título de Ingeniero Civil, Tacna. Que se fundamentó con un tipo de investigación de acuerdo a la contrastación de resultados No Experimental – Correlacional.

Su objetivo primordial fue evaluar el diseño estructural inicialmente planteado para una clínica, analizando los principales parámetros tales como derivas de entrepiso, excentricidad torsional, fuerzas y momentos flectores en los elementos de corte y optimizar el diseño reestructurando el modelo y a través de la incorporación de DISIPADORES DE ENERGÍA viscosos Taylor.

Concluyendo el primer modo de vibración (modo fundamental) de la edificación se mantiene intacto al implementarla con los DISIPADORES DE ENERGÍA viscosos con lo que se comprueba que el uso de estos dispositivos no altera la rigidez de la estructura; la misma que estaría controlada por el sistema de muros estructurales.

. Cano Lagos, Himler y Zumaeta Escobedo Ener Ivan (2012) en su tesis titulada “Diseño estructural de una edificación con disipadores de energía y análisis comparativo sísmico entre el edificio convencional y el edificio con disipadores de energía para

un sismo severo, 2012” en la Universidad Peruana De Ciencias Aplicadas – Perú, para obtener el título de Ingeniero Civil, Tacna. Que se fundamentó con un tipo de investigación de acuerdo a la contrastación de resultados No Experimental – Correlacional.

Donde se busca encontrar las características de los sistemas modernos de protección sísmica por amortiguamiento, dando énfasis a los de fluido-viscoso y viscoelásticos.

Teniendo como resultados que en el balance de energía se puede notar que los DISIPADORES absorben alrededor de casi 84.5% para disipadores Viscosos y 83% para disipadores Visco Elásticos, verificando que con el uso de disipadores se incrementa la capacidad de disipación de energía ante la presencia de un sismo” (Cano y Zumaeta, 2012, p. 122).

– Antecedentes Locales

- . Chávez Aguirre, Jean Piers Nicolas (2016) en su tesis titulada “Análisis, diseño y efectos de interacción sísmica suelo – estructura con disipadores de energía viscosos – taylor, en un edificio aporticado de 5 niveles en la urbanización Buenos Aires, Distrito De Nuevo Chimbote - 2016” en la Universidad Cesar Vallejo Nuevo Chimbote – Perú, para obtener el título de Ingeniero Civil, Nuevo Chimbote.

Que se fundamentó con un tipo de investigación de acuerdo a la contrastación de resultados NO EXPERIMENTAL - CORRELACIONAL, la cual se muestra a continuación, y se interpreta en función a la variable independiente la cual se sometió a modificaciones en el transcurso del desarrollo de la presente tesis.

Con el objetivo de analizar y diseñar estructuralmente basado en los efectos de interacción sísmica suelo – estructura con DISIPADORES DE ENERGÍA viscosos – Taylor un edificio aporticado de 5 niveles en la Urbanización Buenos Aires, distrito de Nuevo Chimbote - 2016.

Teniendo como resultados un análisis y se diseñó estructuralmente la edificación de uso clínica A2 desde el sistema aporticado, dual y optimización con disipadores de fluido viscoso, influenciando al modelo matemático los efectos de interacción sísmica suelo – estructura, para lo cual se obtuvo el comportamiento en el rango no lineal más cercano a la realidad.

1.3. Teorías relacionadas al tema

1.3.1. Categorías de las edificaciones

De acuerdo al reglamento nacional de edificaciones (R.N.E.) la norma E.030. en su ítem 3.1. te expresa que cada tipo edificación debe ser separada en concordancia a las categorías expresadas en la tabla N° 5 incluida en dicha norma.

1.3.1.1. Edificaciones esenciales (A)

Según lo leído en la Norma E.030 del R.N.E. son todas aquellas edificaciones que tienen la capacidad de albergar personas, en donde cuyo funcionamiento en cualquier tipo de emergencia, lógicamente frente a una crisis sísmica, sea vital y tenga la capacidad para afrontar las consecuencias del desastre producido naturalmente (Concepto de edificaciones esenciales, s.f., párr. 1)

a) Categoría A1: Son todos aquellos establecimientos del Sector correspondiente a la salud tanto públicos como privados, así como del 2^{do} y 3^{er} nivel, que está estipulado por el Ministerio de Salud (Norma Técnica E.030, 2016).

b) Categoría A2: Todo tipo de edificaciones donde dicha función no debe ser interrumpida en seguida de un sismo, por ejemplo como: Aquellos locales de salud que no están dentro de la categoría A1, como los aeropuertos, los puertos, los establecimientos municipales, etcétera (Norma Técnica-E.030, 2016).

En el caso de la estructuras de tipo “A” con contenidos de gran valor, como los hospitales, bancos u otros, prevenir un colapso no es suficiente, ya que lo que se busca es proteger los contenidos y que dicha edificación continúe en operación durante o inmediatamente después de ocurrido un sismo de diversas severidad. (Concepto de edificaciones esenciales, s.f., párr. 3).

Se reconoce el buen comportamiento estructural de las edificaciones diseñadas con las normas actuales, pero no podemos decir lo mismo con respecto a la protección de función (salud) y la conservación de sus equipos médicos (Jácobo, Yasir y Quispe Juan Carlos, 2014, p.).

1.3.1.2. Edificaciones Importantes (B)

“Aquellos lugares donde se concentran varias personas: como teatros, estadios, coliseos, cines, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos.

También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento” (Norma Técnica-E.030, 2016).

1.3.1.3. Edificaciones Comunes (C)

“Son las viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuyo desperfecto no ocasione peligros de incendios o fugas de contaminantes” (Norma Técnica-E.030, 2016).

1.3.1.4. Edificaciones Temporales (D)

“Construcciones eventuales para depósitos, casetas y otras parecidas” (Norma Técnica-E.030, 2016).

1.3.2. Diseño Estructural

1.3.2.1. Diseño estructural en concreto armado

Los métodos para el diseño han ido progresando desde sus inicios y han ido renovando para mejorar la capacidad del comportamiento del concreto armado, de tal manera que garantice objetivos de seguridad y recuperar la eficiencia constructiva (Romo, 2008, p. 37).

Las estructuras de concreto armado deberán diseñarse para que tengan la capacidad de poder soportar todas las cargas que se les presente sobre ella durante el tiempo del periodo diseñado o vida útil destinada (Norma Técnica-E.060, 2009).

Las cargas que se consideran son las que están condicionadas en la norma técnica E.020 Cargas, con los factores de reducción de sobrecarga que se permiten en ellas, y a la vez las acciones sísmicas serán las nombradas en la norma técnica E.030 Diseño Sismorresistente (Norma Técnica-E.060, 2009).

1.3.2.2. Aspectos importantes en el diseño

Los pórticos consisten en la junta de vigas y columnas para formar una estructura. Las vigas sujetan la losa transfiriendo las cargas hacia las columnas. Las columnas están sometidos a compresión pero a la vez soportan esfuerzos cortantes y torsionales. (Romero, 2016, p. 99).

Las columnas son el sostén de una estructura por lo que deben ser los últimos elementos estructurales en fallar, por lo cual se diseña para que falle la viga, antes que la columna. (Romero, 2016, p. 99).

Se recomienda tener una estructura simple y simétrica para que la modelación de la estructura en los diferentes programas existentes sea más confiable y parecido a la realidad. (Harmsen, 2002, p. 99).

Es recomendable estructurar mediante paños de losas de forma rectangular, que estén distribuidos lo más simétrico posible para que estos elementos aporten a lo largo de la edificación rigidez a la estructura, ya sean en columnas, vigas o placas (Blanco, 1994, p. 99).

1.3.3. Diseño sismorresistente

Su prioridad es que dicha estructura se comporte de manera aceptable durante cualquier evento sísmico, basándose que el sistema que resiste la fuerza lateral tenga la facilidad de disipar energía de una manera incesante. (Villarreal y Oviedo, 2009, p.10).

Las rótulas plásticas son puntos de daño que se concentran en la unión de viga y columna (pórtico), el cual repetidamente es irremediable (Villarreal y Oviedo, 2009, p.10).

Esta disipación ocurre en las rótulas que se encuentran precisadas en vigas y columnas, que forman parte del sistema de carga por gravedad (Villarreal y Oviedo, 2009, p.10).

Una rótula plástica es un dispositivo de amortiguación de energía, que permite la rotación de la deformación plástica de la conexión de una columna, de manera rígida (Rótulas plásticas, s.f., párr. 1).

Este tipo de diseño, son aceptables debido a sus condiciones económicas, y obviamente, considerando que la estructura este prevenida ante cualquier colapso y que se preserve la vida de las personas aseguradas (Villarreal y Oviedo, 2009, p.10).

1.3.3.1. Peligrosidad sísmica

Definida como la probabilidad de que uno de los parámetros que utilizamos para poder determinar el movimiento que puede ocasionar el suelo (medidos según su magnitud, aceleración, velocidad, desplazamiento o intensidad) sobrepase los índices o valores que se encuentran establecidos en un periodo de tiempo determinado (Chávez Aguirre, 2017, p.2).

1.3.3.2. Sistema de diseño sismorresistente tradicional y de protección sísmica

Para obtener un acertado comportamiento de las edificaciones o estructuras mediante un sismo, este diseño se puede precisar de dos formas.

Como primer opción sería un diseño convencional, que consta en crear estructuras rígidas pero a la vez dúctiles siendo capaces de explorar en el rango inelástico (Díaz La Rosa, 2014, p. 6).

Esto se consigue utilizando sistemas estructurales Aporticado y duales, así como reforzado con elementos como arriostramientos metálicos, etcétera, de tal manera que dicha estructura sea capaz de soportar las solicitaciones sísmicas que viene a causa de un evento telúrico (Díaz La Rosa, 2014, p. 6).

Para diseñar el enfoque tradicional se toma en cuenta criterios vitales e importantes como el tipo de suelo de fundación debido a que influye en el comportamiento dinámico de la estructura, también el tipo de material a utilizarse siendo el acero más dúctil que el concreto; se requiere tomar una adecuada estructuración del proyecto con el fin de evitar problemas torsionales, de piso blando, etcétera. (Díaz La Rosa, 2014, p. 6).

En este primer punto se espera que las estructuras, al someterlas a sismos de grandes magnitudes tengan un comportamiento inelástico. La estructura sufre daños estructurales, en su mayoría irreparables. (Díaz La Rosa, 2014, p. 6).

La segunda manera de diseñar es considerando dispositivos de disipación de energía, con la finalidad de eliminar o reducir la respuesta dinámica que experimenta la estructura (en otras palabras estos dispositivos disminuyen las velocidades, aceleraciones y desplazamientos) (Díaz La Rosa, 2014, p. 7).

1.3.3.3. Refuerzo antisísmico

Las estructuras deben poseer refuerzos antisísmicos y de mayor prioridad si nos referimos puntualmente al tipo de uso que posee, se toma como primordial el criterio de que si es un hospital o clínica, no se debe permitir cualquier tipo de daño ante un sismo, teniendo

que mantener su operacionalidad de la misma (Chávez Aguirre, 2017, p.7).

El refuerzo antisísmico tiene como prioridad contribuir en las modificaciones a las estructuras, para poder aportarle mayor resistencia frente cualquier evento sísmico, al movimiento del suelo, o de una falla o derrumbe de un terreno (Morales, 2006, p.8).

El Riesgo sísmico es igual al peligro sísmico por la vulnerabilidad. Donde podemos modificar la vulnerabilidad a través de un diseño sismorresistente y de tal manera mejorar el riesgo sísmico (Chávez Aguirre, 2016, p.15).

1.3.3.4. Criterios para el diseño sismorresistente

Para el diseño existen dos tipos de análisis, uno cualitativo y otro cuantitativo (Chávez Aguirre, 2016, p.9).

- i. Cualitativo: Se centra específicamente a las funciones que tiene la estructura separando las fuerzas sísmicas de las características dinámicas (Chávez Aguirre, 2016, p.9). Esto escapa un poco de la realidad, pues lo que se quiere es saber el comportamiento exacto de la estructura durante un evento sísmico (Chávez Aguirre, 2016, p.9).
- ii. Cuantitativo: En este caso las fuerzas sísmicas dependen de las características dinámicas, siguiendo la correcta distribución de las masas, rigideces, amortiguamiento propio o adicionado que va a tener la estructura (Chávez Aguirre, 2016, p.9).

1.3.4. Análisis sísmico

En los actuales datos de estudio de sismicidad se puede relacionar la distribución de actividad sísmica espacial, temporal, correlaciona

características geológicas, fisiográficas y geológicas de cada región (Bozzo, Luis y Barbat, Alex, 1999, p. 7).

1.3.4.1. Análisis estático

La norma E.030 (diseño sismo resistente) establece que este método representa los eventos sísmicos solicitados con un conjunto de fuerzas actuantes en el centro de masas de la edificación para cada nivel. Analizando lo siguiente:

- Fuerza Cortante en la Base
- Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura
- Periodo fundamental de vibración
- Efectos de torsión

1.3.4.2. Análisis dinámico

La norma E.030 (diseño sismo resistente), metodología que establece relaciones entre variables correspondientes a distintos períodos de tiempo, analizando lo siguiente:

- Modos de Vibración
- Aceleración Espectral
- Fuerza Cortante Mínima
- Excentricidad Accidental

1.3.4.3. Análisis tiempo – historia

La norma E.030 (diseño sismo resistente), Se puede emplear de manera complementaria a los análisis estáticos y dinámicos, donde se empleará un modelo matemático de la estructura para directamente considerar el comportamiento histerético.

Por medio de integraciones de las ecuaciones de equilibrio ante el conjunto de aceleraciones del terreno.

1.3.5. Sistemas con disipadores de energía

1.3.5.1. Disipadores Histeréticos (dependientes del desplazamiento)

Estos tipos de disipadores dependen de acuerdo a lo que se desplazan, de la misma forma incrementa amortiguamiento como rigidez a la edificación. Trayendo desventajas, dado a que lo que se requiere es adicionar el amortiguamiento más no incrementar la rigidez para obtener una estructura dúctil, para terminar estos dispositivos debe ser inmediatamente cambiado después del evento sísmico severo. (Chávez, 2016, p. 33).

1.3.5.2. Viscosos (dependientes de la velocidad)

Estos disipadores, es uno de lo que más se utilizan en la actualidad para la conservación de las edificaciones esenciales como por ejemplo hospitales y clínicas (Chávez, 2016, p. 45).

Este depende de la velocidad, lo más ventajoso de la utilización de este disipador de energía es que no necesitan ser cambiados después del evento sísmico (Chávez, 2016, p. 34).

Estos tipos de disipadores tienen la capacidad de reducir a la vez los esfuerzos y las deflexiones que se presentan en la estructura; debido a que estos dispositivos viscosos varían de acuerdo a la velocidad (Chávez, 2016, p. 34).

1.3.5.3. Viscoelásticos (dependientes del desplazamiento y la velocidad)

Este tipo de disipador depende de su desplazamiento y la velocidad, este disipador es considerado el mejor, pero de igual manera aporta rigidez a las estructuras siendo ideal para diseños de estructuras con periodos relativamente altos (Chávez, 2016, p. 35).

1.3.6. Disipadores de fluidos viscosos

Dispositivos que dependen de la velocidad, mas no del desplazamiento, por tal motivo la rigidez de la estructura no varía, de la misma manera no existe un aumento de los esfuerzos en los elementos estructurales. (Villarreal y La Rosa, 2016, p. 9).

La influencia a la diferencial del desplazamiento respecto al tiempo, el cual nos da la velocidad, estará incrementada por un amortiguamiento que es adicionado por los disipadores de fluido viscoso, esto a la vez adiciona amortiguamiento más no rigidez a las estructuras, manteniendo el periodo de vibración estable.

Es decir este sistema es usado de preferencia en edificaciones nuevas, debido a que el ingeniero tiene el criterio de manejar la rigidez, también se lo puede aplicar a estructuras ya existentes, pero después de un análisis previo garantizando la rigidez lateral suficiente para no generar su incremento (Chávez, 2016, p. 34)

Las estructuras tradicionales, tienen la finalidad de absorber la energía producida por el sismo a través del rendimiento de los materiales con los que se construyen. Por ejemplo, esta energía es absorbida cuando las columnas y vigas forman rótulas plásticas o cuando la estructura de albañilería fallan su relleno, estos amortiguadores viscosos ofrecen

una alternativa al rendimiento o fallo estructural como una forma de absorber energía sísmica. (Chávez, 2016, p. 44)

Estos dispositivos viscosos logran absorber casi toda la energía emitida por el sismo, dejando a la estructura intacta y lista para el uso inmediato después del acontecimiento. (Chávez, 2016, p. 44)

1.3.6.1. Ecuación general:

La manera en que trabajan los disipadores es muy simple, durante el evento sísmico la estructura en general experimenta desplazamientos entre los pisos, estos genera movimientos y aceleraciones en el dispositivo viscoso, este a su vez regular el paso del fluido mediante pequeños orificios, con lo cual esta energía sísmica se disipa tan rápido como circula el fluido de una a otra cámara. (Villarreal y La Rosa, 2016, p. 12).

Los amortiguadores viscosos proporcionan una fuerza que resiste el movimiento de la estructura, esta fuerza es proporcional a la velocidad relativa entre los extremos del amortiguador. (Chávez, 2016, p. 44)

La ecuación de la fuerza que genera el disipador viscoso es:

$$F = CV^\alpha$$

Donde:

F = fuerza del disipador

C = constante de amortiguamiento

V = velocidad relativa en el amortiguador

α = coeficiente que varía entre 0.4 y 0.6 para edificaciones

No existe fuerza de resorte en la ecuación. La fuerza depende de la velocidad, por lo tanto una velocidad determinada, la fuerza emitida será igual en cualquier punto. (Villarreal y La Rosa, 2016, p. 12).

1.3.6.2. Como los disipadores viscosos disminuyen la respuesta del terremoto en una estructura:

Los amortiguadores añaden disipación de energía a la estructura, lo que reduce significativamente las acciones de los terremotos, etc. (Lee y Taylor, sf, p.2).

Para una estructura en función del periodo y porcentajes de amortiguamiento un valor máximo del 40% es un límite superior practico para el amortiguamiento viscoso y estructural combinado, ya que alrededor del 35% de amortiguamiento es por los disipadores y los 5% restantes es el amortiguamiento estructural, lo que supone una reducción del 50% de la respuesta estructural en comparación con la misma estructura sin amortiguadores viscosos” (Lee y Taylor, sf, p.2).

La adición de disipadores viscosos no cambia el periodo natural de vibración debido a que estos solo adicionan amortiguamiento, mas no incrementan la rigidez. (Chávez, 2016, p. 51)

a) Elementos complementarios:

El sistema completo de disipación de energía de fluido viscoso, está compuesto por los disipadores, los brazos metálicos, vigas de acero y anclajes entre pernos y barras. (Chávez, 2016, p. 52)

Se describirá solo dos elementos principales que conforman el sistema completo, el brazo metálico y la viga de acero. Estos trabajan en conjunto en la absorción principal de esfuerzos.

Los pernos y barras son adicionales que se adecuan en función a las dimensiones tanto de los brazos metálicos y viga de acero. (Chávez, 2016, p. 52)

- Rigidez del brazo metálico “K”:

Los brazos metálicos son elementos de acero hueco que tienen como finalidad arriostrar al disipador en el pórtico mediante distintas disipaciones las cuales se tocan las adelante. (Chávez, 2016, p. 52)

En la modelación considera la rigidez de toda la estructura con un valor muy alto. La rigidez que se debe tomar para la modelación es la del brazo metálico, este dispositivo es el que se une a la estructura. Debido a que la rigidez de este es mucho mayor que la del disipador. (Villarreal y La Rosa, 2016, p. 15).

La rigidez se calcula así:

$$K = \frac{EA}{L}$$

Donde:

E = Módulo de elasticidad del acero

A = Área de la sección del perfil metálico.

L = Longitud a eje del brazo metálico

Es de importancia que este perfil posea un área significativa, de tal manera que se minimicen todo tipo de deflexiones elásticas que posee en el brazo e incrementar las del disipador, con el fin de que el dispositivo se active ante una excitación sísmica. (Villarreal y La Rosa, 2016, p. 15).

De tal manera, es importante que el perfil metálico tenga un momento de inercia (I) y área (A) para que pueda tener suficiente resistencia contra el pandeo en la dirección que existe compresión. (Villarreal y La Rosa, 2016, p. 15).

Es común emplear perfiles del tipo HSS o PIPE, simplemente por razones de estética y sobre todo las facilidades que tiene al momento de instalar. (Villarreal y La Rosa, 2016, p. 15).

- Viga de acero

Los brazos metálicos, más los disipadores están arriostrados en el pórtico, no se encuentran directamente a la viga de concreto armado si no a una viga de acero, la cual absorbe las fuerzas en el punto concéntrico de la viga lugar donde llegan los máximos esfuerzos que provienen del brazo metálico descompuesto por el ángulo que forma dichos brazos con el plano. (Chávez, 2016, p. 53)

El cálculo de la fuerza céntrica se realiza mediante un análisis estructural en la cual consideramos apoyos completamente fijos en cada extremo de la viga, es bueno indicar que la viga de acero será diseñada considerando al igual que los brazos metálicos al AISC Steel Construction 13th. (Chávez, 2016, p. 53)

1.3.7. Ventajas de utilizar los disipadores viscosos

1.3.7.1. Ventajas Técnicas:

Se encargan de reducir los desplazamientos de dicha estructura, extiende el amortiguamiento entre 20% y 40%, disminuyen las

fuerzas que tiene el diseño sísmico, y son ideales para estructuras nuevas como para reforzamiento.

1.3.7.2. Ventajas Funcionales:

Los disipadores son estéticos, de fácil montaje e instalación y regresan a su posición inicial luego de un sismo.

1.3.7.3. Ventajas Económicas:

Dentro de ellas está la calibración post sismo, disminuyen el volumen de concreto y acero con la reducción de espesores para las columnas, placas y vigas. A su vez disminuye daños en los equipos y elementos no estructurales.

1.3.8. Modelamiento dinámico – matemático

Es necesario saber el desempeño, aplicación y cálculos de sus coeficientes previo a su aplicación. La norma principal a emplear será de la norma sismorresistente de Perú E-0.30 actualizada 2016.

Los modelos tanto de 1 grado de libertad como de varios grados de libertad están en función a las características dinámicas de la estructura, con ellos la masa, la rigidez y amortiguamiento, siendo este último incrementado, por el acoplamiento de los amortiguadores de fluido viscoso. (Chávez, 2016, p. 54)

1.3.8.1. Ecuación de la energía de una estructura sin disipador

La ecuación de la energía que gobierna a los edificios sin disipadores se muestra a continuación:

$$E_{\text{sismo}} = E_{\text{cinética}} + E_{\text{potencial}} + E_{\text{edificio}}$$

1.3.8.2. Ecuación de la energía de una estructura con disipador

La ecuación de la energía que gobierna a los edificios sin disipadores se muestra a continuación:

$$E_{\text{sismo}} = E_{\text{cinética}} + E_{\text{potencial}} + E_{\text{edificio}} + E_{\text{disipador}}$$

En la presente ecuación la energía del disipador actuara en primer lugar, es decir cuando el sismo se presente los primeros en responder serán los disipadores de fluido viscosos, de tal manera que deja la diferencia de energía para la estructura, siendo esta menos esforzada. (Chávez, 2016, p. 55)

La norma que se empleara será, ASCE 7-10 capítulo 18, FEMA 273 – 274, SEAOC comité visión 2000 y Metodología Hazus.

1.3.9. Cálculo de lo disipadores de fluido viscoso

El rango de disipación de energía sísmica esta entre 20% al 40%, sabiendo que el 5% es el amortiguamiento estructural, por lo cual al amortiguamiento efectivo se le resta el amortiguamiento de la estructura, quedando el amortiguamiento viscoso libre. (Chávez, 2016, p. 54)

1.3.9.1. Factor de reducción de la respuesta sísmica (B)

El cálculo del factor de reducción se realizará en el eje “X” y en el eje “Y”, con las siguientes formulas:

$$B_x = \frac{D_{\text{max}X}}{D_{\text{objetivo}}} \quad B_y = \frac{D_{\text{max}Y}}{D_{\text{objetivo}}}$$

Donde:

B_{xy} = Factor de reducción de respuesta sísmica.

$D_{\max XY}$ = Deriva máxima del edificio que no pasa el control mediante el análisis tiempo historia lineal con sismo de diseño.

D_{objetivo} = Deriva objetivo.

1.3.9.2. Amortiguamiento efectivo (β_{eff})

Se realizarán para ambos ejes con la siguiente fórmula:

$$B_x = \frac{2.31-0.41\ln(B_o)}{2.31-0.41\ln(\beta_{effX})} \quad B_y = \frac{2.31-0.41\ln(B_o)}{2.31-0.41\ln(\beta_{effY})}$$

Donde:

B_{xy} = Factor de reducción de respuesta sísmica.

B_o = Amortiguamiento inherente a la estructura (5%)

β_{effXY} = Amortiguamiento efectivo.

1.3.9.3. Amortiguamiento viscoso (β_H)

El amortiguamiento viscoso es la diferencia del amortiguamiento efectivo y el amortiguamiento propio de la estructura, lo cual deberá estar entre el 20% al 40% para un comportamiento eficiente. (Chávez, 2016, p. 58)

$$\beta_H X = \beta_{effX} - 5\% \quad \beta_H Y = \beta_{effY} - 5\%$$

1.3.9.4. Registro sísmicos

La norma E-030 nos dice que tendrá que usarse como mínimo 3 conjuntos de registros sísmicos. (Chávez, 2016, p. 58)

1.3.9.5. Espectro de diseño

En el análisis dinámico modal espectral se usa un espectro de respuesta inelástico en función a los parámetros establecidos en la norma. Las cuales está afectado por un coeficiente de ductibilidad, la que se conoce como coeficiente de reducción sísmica R en función al tipo de sistema estructural. (Chávez, 2016, p. 60)

$$V_{XY} = \frac{ZUCS}{R} \cdot g \quad \text{Ecuación 8}$$

Donde:

Z = Factor de zona.

U = Categoría de la edificación.

C = Coeficiente de amplificación sísmica depende del periodo.

S = Factor de suelo

R = Coeficiente de reducción sísmica

g = Aceleración de la gravedad

1.3.9.6. Comportamiento histerético

En el análisis puede ocurrir que no todos los disipadores tengan un comportamiento histerético, las razones podrían ser las siguientes:

- Pórticos inadecuados
- Coeficientes erróneos
- Mala disposición de acoplamiento

Una vez que se detecta cual sería el error, de deberá ejecutar nuevamente el análisis de la estructura, teniendo a cada uno de los disipadores con el comportamiento histerético correcto, con la cual garantizamos la eficiente del mismo. (Chávez, 2016, p. 68)

1.3.9.7. Corrección y escalamiento de registros sísmicos

La norma E-030 nos indica que al realizar el análisis sísmico tiempo-historia, los registros a utilizar, sufrirán una corrección y posteriormente un escalamiento a la máxima aceleración del terreno en función a un espectro objetivo o de diseño mediante software especializados. (Chávez, 2016, p. 72)

1.3.9.8. Criterios de ubicación de los disipadores viscosos

Es uno de los puntos más importantes a tomar en consideración debido a que queda en criterio de los diseñadores, ya que la ubicación, disposición y la cantidad de disipadores en la edificación influyen en su efectividad. (Chávez, 2016, p. 73)

Existen tres formas de acoplar estos dispositivos (Chevron Brace, Diagonal Simple y Scissor Jack), pero las más usadas son la disposición Chevron Brace y Diagonal Simple. (Chávez, 2016, p. 73)

1.4. Formulación del problema

¿Cuál será el resultado del Diseño de una Estructura aporticada tipo A2 de 4 niveles con disipadores de energía en el AA.HH. Belén, distrito de nuevo Chimbote – 2018?

1.5. Justificación de estudio

La zona de Chimbote está considerada como una zona altamente sísmica, al igual que Nuevo Chimbote y hace mucho tiempo el distrito no presenta un sismo de gran magnitud.

La importancia del diseño estructural de la edificación Tipo A2 - uso Clínica en el AA.HH. Belén estaría beneficiando a los pobladores de la zona, de una u otra manera contarían con un servicio básico para la población, a la vez también se estaría terminando con el miedo de no tener un servicio donde pueda ser habilitada durante un evento sísmico de gran magnitud con el fin de cuidar y proteger la vida, la salud y bienestar de las personas a su alrededor.

Esta investigación se justifica teniendo conocimiento de que este tipo de estructuras a diseñar posee un fuerte impacto positivo en la sociedad debido a su forma de ocupación y al papel que desempeñan durante situaciones de catástrofes en general y sobre todo de eventos sísmicos específicos, lo cual se pretende diseñar una estructura con disipadores de energía con la finalidad que mediante un sismo, los servicios se mantengan con óptimas condiciones.

La presente investigación contribuye al desarrollo de nuevas metodologías para el reforzamiento de estructuras en diseños nuevos ante un fuerte evento sísmico, de tal manera que otorgue un comportamiento sismorresistente más factible y acorde a la realidad que se vive en las estructuras aporticadas.

1.6. Hipótesis

Implícita

1.7. Objetivos

1.7.1. Objetivo general

“Diseñar la estructura de un edificio Aporticado tipo A2 de 4 niveles con disipadores de energía en el AA.HH. Belén, Distrito de Nuevo Chimbote - 2018”

1.7.2. Objetivos Específicos

- . Determinar los parámetros estructurales y los parámetros de modelación estructural.
- . Pre-dimensionar los elementos estructurales
- . Realizar el análisis sísmico estático y dinámico en el software Etabs 2016.
- . Diseñar los dispositivos de disipación de energía viscosos.

II. MÉTODO

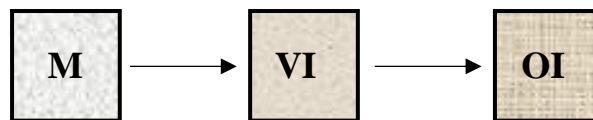
2.1. Diseño de investigación:

El presente proyecto de investigación tiene un DISEÑO de acuerdo a la contrastación de resultado NO EXPERIMENTAL, basándose en la manera de observar los acontecimientos sin modificar el entorno ni objeto estudiado.

Es de TIPO DESCRIPTIVO consiste en tener presente las características de un hecho, con la finalidad de acomodar su estructura o comportamiento. Los resultados obtenidos se encuentran en cuanto a la profundidad de los conocimientos en un nivel intermedio.

Señalamos cómo es y cómo se comporta el hecho, cuando se prioriza propiedades para medir y analizar aspectos, componentes del acontecimiento a estudiar. En este caso el diseño estructural de un Edificio Aporticado.

Esta investigación, analiza y logra describir y caracterizar un objeto de estudio o una situación concreta, señalando sus propiedades. Combinando diversos criterios de clasificación que nos ayudarán a ordenar, agrupar o sistematizar los objetos involucrados en el trabajo indagatorio.



Dónde:

M = Muestra:

- Edificio Aporticado de 4 niveles

VD = Variable Independiente:

- Diseño estructural con disipadores de energía

Oi = Resultados

2.2. Variables y operacionalización

2.2.1. Variable Independiente:

Diseño estructural con disipadores de energía

- . Definición conceptual: Es el procedimiento en el cual se realiza el diseño estructural de una edificación con el fin de solucionar un problema y que exista una obra. Fuente: (Masias Guillen, 2010).

- . Definición operacional: Es el procedimiento donde se realizan el pre-dimensionamiento de los elementos estructurales, comprobamos dimensiones, empleamos normas y criterios que son importantes para obtener un diseño con la capacidad de resistir y permanecer en pie ante cualquier desastre sísmico de gran magnitud.

- . Dimensiones:
 - . Diseño
 - . Sistemas con disipadores de energía (VISCOSO)

- . Indicadores
 - . Parámetros estructurales
 - . Parámetros sísmicos (E-0.30)
 - . Análisis sísmicos
 - . Parámetros para el modelado.
 - . Disposiciones típicas.

- . Escala de medición:
 - nominal

2.2.2. Operacionalización

VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	SUB-INDICADORES	NIVEL DE MEDICIÓN
DISEÑO ESTRUCTURAL CON DISIPADORES DE ENERGÍA	<p>Es el procedimiento en el cual se realiza el diseño estructural de una edificación con el fin de solucionar un problema y que exista una obra.</p> <p>Fuente: (Masias Guillen, 2010).</p>	<p>Es el procedimiento donde se realizan el pre-dimensionamiento de los elementos estructurales, comprobamos dimensiones, empleamos normas y criterios que son importantes para obtener un diseño con la capacidad de resistir y permanecer en pie ante cualquier desastre sísmico de gran magnitud.</p>	Diseño	<ul style="list-style-type: none"> . Parámetros estructurales . Parámetros sísmicos (E-0.30) 	<ul style="list-style-type: none"> . Categoría de la edificación . Sistema Estructural . Clasificación del suelo . Cargas (E-0.20) . Elementos estructurales . Zonificación sísmica . Condiciones Geotécnicas . Factor de amplificación sísmica. 	<p>NOMINAL</p> <p>NOMINAL</p> <p>NOMINAL</p>

				<ul style="list-style-type: none"> . Análisis sísmicos 	<ul style="list-style-type: none"> . Análisis sísmico estático (fuerzas equivalentes). . Análisis sísmico dinámico (modal espectral). . Análisis dinámico tiempo – historia. 	
			<p>Sistemas con disipadores de energía (VISCOSO)</p>	<ul style="list-style-type: none"> . Parámetros para el modelado. . Disposiciones típicas. 	<ul style="list-style-type: none"> . Fuerza en el disipador . Amortiguamiento . Curva histerética . Chevron . Diagonal 	<p>NOMINAL</p> <p>NOMINAL</p>

2.3. Población y muestra

Población es el conjunto en su totalidad, que tienen características en común que son percibidos en un lugar y momento determinado. La muestra que se escoge depende de la importancia y en qué medida representa el estudio de la población. En este caso el objeto de estudio está explícitamente suscitado, por lo cual no es necesario realizar ningún tipo de muestreo, quedando de la siguiente manera:

2.3.1. Población

Edificio Aporticado Tipo A2 de 4 niveles con un área de 396 m² ubicada en el Asentamiento Humano Belén, Provincia del Santa, Distrito de Nuevo Chimbote de la Región de Ancash.

2.3.2. Muestra

Edificio Aporticado Tipo A2 de 4 niveles con un área de 396 m² ubicada en el Asentamiento Humano Belén, Provincia del Santa, Distrito de Nuevo Chimbote de la Región de Ancash.

2.3.3. Unidad De Análisis

Edificio Aporticado de Categoría A2 – Edificación Esencial de 4 niveles, ubicado en el Asentamiento Humano Belén, Provincia del Santa, distrito de Nuevo Chimbote de la Región de Ancash.

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

Tabla N° 1: Técnicas e instrumentos de recolección de datos.

TÉCNICA	INSTRUMENTO	TIPO DE INVESTIGACIÓN
Observación	Protocolos	Descriptiva
Análisis Documental	Guía de análisis documental	Descriptiva

Fuente: Elaboración propia.

2.4.1. Técnicas de recolección de datos

a) Observación

Se captará y registrará de manera confiable de qué forma se comporta el objeto de estudio, y registrarlo tal cual está y con total objetividad. (Matos y Pasek, 2008, p. 41).

b) Análisis Documental

Se investigará y se realizará consultas científicas e informativas que sean totalmente necesarias para realizar las investigaciones (Dulzaides y Molina, 2004, párr. 8).

Se basa en la observación de todo elemento que designe información con respecto a una capacidad, categoría o apariencia (Técnicas de recolección de datos, s.f., párr. 3).

2.4.2. Instrumentos de recolección de datos

a) Protocolo

Se usarán fichas técnicas elaboradas a la disposición y de acuerdo a las Normas Técnicas E.030 (Diseño Sismorresistente), E.020 (Cargas), E.060 (Concreto Armado), para poder determinar con exactitud todo lo indispensable y requisitos para el desarrollo del proyecto de investigación. Así como los parámetros que se necesitan para el modelador estructural de los disipadores de energía.

Estas normas nos indican cuales son los pasos que tendremos que seguir para obtener de manera correcta los parámetros estructurales que corresponde para el desarrollo del proyecto, en este caso, el diseño estructural del edificio Aporticado de 4 niveles.

b) Guía De Análisis Documental

Estas guías tienen como objetivo establecernos cuales son los procedimientos que podemos utilizar y seguir para poder desarrollar los diferente tipos de ensayos que se ejecutarán a lo largo del desarrollo del proyecto de investigación. Siguiendo los parámetros a evaluar el orden es de la siguiente manera:

- . Parámetros estructurales
- . Parámetros sísmicos (E-0.30)
- . Análisis sísmicos
- . Parámetros para el modelado.
- . Disposiciones típicas.

2.4.3. Validez y Confiabilidad

El presente proyecto de investigación se trabajará mediante protocolos y guías de observación la cual ayudará a un adecuado diseño estructural y ejecutar un correcto modelado computacional de una Edificación Aportificada esencial de tipo A2 de 4 niveles en el programa Etabs.

Cabe mencionar que las fichas técnicas elaborados con el fin de poder recolectar datos para posteriormente empezar el diseño y anexar datos al software fueron íntegramente elaborados por el autor para beneficio del presente proyecto de investigación, la técnica para validarla fue a JUICIO DE EXPERTOS, la cual consistió en el que mínimo tres ingenieros civiles expertos en la rama de la ingeniería estructural y sísmica, brinden las observaciones y recomendaciones necesarias para finalmente aprobar dicho formato y dar inicio a su aplicación.

2.5. Métodos de análisis de datos

A lo largo de la investigación constó de tres partes esenciales: la primera fue el reconocimiento del área en donde se desarrollará el proyecto, estudio de mecánica de suelos y finalmente el trabajo en gabinete.

Se trabajará en base a los protocolos de acuerdo a las normas técnicas E.030 (Diseño Sismorresistente), E.020 (Cargas), E.060 (Concreto Armado), para encontrar con exactitud todos los pasos y condiciones para el desarrollo del proyecto, así mismo se obtendrá la información en términos cuantitativos para que de esta manera sean analizadas con los parámetros establecidos en las normas.

- a) Reconocimiento del área en donde se desarrollará el proyecto: Consistió en visitar el Asentamiento Humano Belén y reconocer el ambiente donde se diseñará la edificación de 4 niveles. Un área de 396 m².

- b) Estudio de mecánica de suelos: En esta parte el estudio estuvo a cargo de una empresa que es especializada en el estudio de mecánica de suelos, en este caso las muestras serán realizadas en el laboratorio de la Universidad Cesar Vallejo, la cual realizo los ensayos necesarios para poder iniciar con el diseño y el desarrollo del proyecto.
- c) Trabajo en gabinete: Una vez determinada y terminada las 2 primeras partes que serán esenciales para poder dar inicio al diseño de la estructura, se pasa con los datos de las características del lugar donde se realizara el proyecto y los cálculos obtenidos mediante los ensayo del estudio de mecánica de suelos, al trabajo en gabinete. Esta etapa consistió de tal manera:
1. Realizar el plano estructural arquitectónico de acuerdo al uso y criterios importantes para el diseño de la edificación.
 2. Identificar los parámetros sísmicos para el diseño sismorresistente de acuerdo a la norma E.030.
 3. Pre-dimensionar todos los elementos estructurales que conforman la estructura.
 4. Realizar el análisis sísmico y dinámico de la estructura.
 5. Diseñar los disipadores de energía viscosos y adaptarlos a la estructura.
 6. Diseñar los elementos de la superestructura.
 7. Comprobar los resultados obtenidos de los diferentes diseño y análisis adaptados a la estructura así como también de los resultados obtenidos de la optimización con los disipadores viscosos para obtener conclusiones y recomendaciones.

2.6. Aspectos éticos

El presente proyecto de investigación está basada en diferentes aspectos éticos, con el fin de crear un entorno de buena relación entre la persona encargada de la investigación, la sociedad y el lugar donde se realizó la investigación, obteniendo resultados ventajosos teniendo en cuenta:

- Veracidad

Los datos obtenidos en la presente investigación son totalmente veraces echas íntegramente por el autor demostrando así honestidad y credibilidad.

- Respeto por la propiedad intelectual

El presente proyecto de investigación cuenta tanto con antecedentes como teorías relacionadas al tema donde se respeta la propiedad intelectual de otros autores citando de manera correcta toda información obtenida y extraída de tesis, normas, libros, etcétera.

- Compromiso hacia la sociedad

El presente proyecto tiene como objetivo despertar el interés y curiosidad de los profesionales que se encuentran interesadas en la rama de la ingeniería sísmica para que al momento de diseñar tengan un criterio diferente considerando factores sismorresistentes, así como también entregar un producto que sirva para el bienestar de la población.

- Respeto por el medio ambiente

En el presente proyecto se tomó mucho en cuenta el respeto y mantener la conservación por el medio ambiente, de tal manera que se genere una considerable relación entre el lugar y la estructura sin dañar los recursos naturales ni las áreas verdes.

III.RESULTADOS

SUB - CAPÍTULO I DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS ESTRUCTURALES

1.1. Introducción al proyecto

El proyecto tiene como objetivo fundamental realizar el diseño de la estructura de un edificio Aporticado tipo A2 de 4 niveles con disipadores de energía en el AA.HH. Belén, Distrito de Nuevo Chimbote - 2018”, designado para un establecimiento de salud.

1.2. Descripción del proyecto

El presente proyecto de investigación es APLICADA – NO EXPERIMENTAL dentro de la línea de investigación “Diseño sísmico y estructural”. Donde diseñaremos una estructura tipo A2 (De acuerdo al R.N.E. Norma E-030) catalogada como una edificación esencial.

El diseño será basado por una metodología moderna, donde nos permitirá controlar el daño que se obtiene directamente de una deriva objetiva.

Por lo cual al acoplar los dispositivos modernos de disipación de energía en este caso los dispositivos pasivos, tendrán la finalidad de incrementar su amortiguamiento ante un sismo de alta magnitud, en el AA.HH. Belén, distrito de Nuevo Chimbote.

El tipo de estructura es una clínica (Tipo A2) con un sistema estructural aporticado, donde se le añadirá amortiguamiento mediante los disipadores pasivos de fluido viscoso, la estructura tiene un área de 396 m² y cuenta con 4 niveles, el cual será diseñado y analizado.

1.2.1. Datos del proyecto

- Ubicación del área de estudio

El presente proyecto de investigación se ejecutará en el Asentamiento Humano Belén, perteneciente al Distrito de Nuevo Chimbote, Provincia del Santa, Departamento de Ancash.

Específicamente el proyecto de investigación es “Diseño estructural de un edificio aporricado tipo A2 de 4 niveles con disipadores de energía en el AA.HH. Belén, Distrito de Nuevo Chimbote – 2018”

Figura N° 1: Mapa provincial del departamento de Ancash. La zona en estudio se encuentra en la Provincia de Santa.



Figura N° 2: La zona en estudio se encuentra Asentamiento Humano Belén.



Figura N° 3: Mapa del Perú. La zona en estudio se encuentra en la Ciudad de Nuevo Chimbote, Provincia de Santa, Departamento de Ancash.



- Características del proyecto
 - Cuenta con las siguientes medidas:
 - . Frente: 11 metros
 - . Largo: 36 metros
 - Distribución arquitectónica:

Tabla N° 2: Distribución Arquitectónica en los diferentes niveles.

NIVEL	AMBIENTES
Primer nivel	Recepción, salas de espera, farmacia, SS.HH. (Hombre y Mujeres), SS.HH. (Discapacitados) emergencia, patio, triaje, ecografías, laboratorio, tomas de muestras y consultorios.
Segundo nivel	Pediatría, odontología, SS.HH (Hombre y Mujeres), psicología, rayos X, sala de junta médicas y consultorios.
Tercer nivel:	Habitaciones, SS.HH. (Hombre y Mujeres), y consultorios.
Cuarto nivel:	Habitaciones, SS.HH. (Hombre y Mujeres), y consultorios

Fuente: Elaboración propia.

1.2.2. Consideraciones a emplear

- Para el concreto
 - . Resistencia ($f'c$): 210 kg/cm² (todos los elementos)
 - . Peso Específico (γ_c): 2400 kg/m³
 - . Módulo de Poisson (U): 0.20
 - . Módulo de Elasticidad (E): 2173706.512 Tn/m²
- Para el acero corrugado ASTM A615 – G60:
 - . Resistencia a la fluencia (F_y) = 4200 kg/cm²
 - . Módulo de Elasticidad (E): 2 x 10⁶ kg/cm²

- Recubrimientos:
 - . Columnas: 4 cm
 - . Vigas: 6 cm
 - . Cimentación: 7.5 cm
 - . Losas aligeradas: 2.5 cm

1.3. Cargas muertas y vivas a considerar según reglamento (e.020)

1.3.1. Muerta:

Del primer al cuarto nivel	De la azotea
Tabiquería: 0.15 Tn/m ²	Acabados: 0.10 Tn/m ²
Acabados: 0.10 Tn/m ²	Parapeto: 0.24 Tn/m

1.3.2. Viva:

La norma peruana de cargas E-020 nos indica que para establecimientos de salud público, las cargas vivas son las de a continuación

- Del primer al cuarto nivel

Salas de operación, laboratorios, zonas de servicio: 300 kg/m²

Cuartos: 200 kg/m²

Corredores: 400 kg/m²

$$S/C = \frac{300 \text{ kg/m}^2 + 200 \text{ kg / m}^2 + 400 \text{ kg / m}^2}{3}$$

$$S/C = 300 \text{ kg / m}^2$$

- Azotea

S/C: 0.50 de la sobrecarga (primer al cuarto Nivel) = 0.15 Tn/m²

1.4. Estructuración

1.4.1. Aspectos Generales

El poder estructurar una edificación, significa tener la capacidad de tomar decisiones con ayuda de profesionales que de una u otra forma intervienen dentro del proyecto.

De tal manera que se logre a obtener las características, la distribución de los elementos, con la única finalidad en común que la edificación tenga un comportamiento debidamente apropiado a lo largo de su vida útil; quiere decir que las cargas muertas y vivas, transiten de manera correcta hasta el suelo.

En un país sísmico como en nuestro, de opto por tomar ciertos criterios al momento de estructurar, tratando de cumplir en lo más posible con lo siguiente:

- . Rigidez lateral en ambas direcciones.
- . Rigidez torsional
- . Simetría
- . Continuidad e hiperestaticidad.

De acuerdo a la Norma E.030, ítem I.4 – Concepción estructural sismo resistente.

La estructura a diseñar es de concreto armado con un sistema Aporticado de 4 niveles tratando de ser ubicado de la manera más simétrica posible, comprende desde la base hasta el último nivel o azotea. Conformado por los elementos estructurales (columnas, viga peraltadas y chatas y losas aligeradas) y cumpliendo los requisitos para una buena estructuración.

- Losas

Las losas de entrepiso se proyectan hacer losas aligeradas con un sistema unidireccional. Este tipo de losa es el más común y usado en nuestro país debido a que su peso es mucho menor.

De igual manera facilita todo tipo de instalación eléctrica y sanitaria de la edificación.

- Vigas

Las vigas se estructurarán de tal manera que se unan con las columnas formando pórticos.

Se usarán también vigas chatas, para los ductos de ventilación, voladizos, etc. Las vigas tendrán las mismas dimensiones en ambas direcciones para mantener el diseño arquitectónico del edificio.

- Columnas

La ubicación de las columnas estará ligada a su propia inercia, para poder obtener una correcta estructuración, ya que más compleja es la estructura será más difícil obtener su comportamiento sísmico.

Se requiere ubicar los pórticos (viga-columna) obteniendo la mayor rigidez posible, para que frente a un ataque sísmico, los elementos estructurales del edificio soporten sin modificar la estructura.

- Cimentación

El tipo de suelo y sus características se obtendrán a través de un estudio de mecánica de suelos, dichas muestras serán realizadas en el laboratorio de la Universidad César Vallejo, del cual obtendremos la capacidad portante para poder iniciar al pre dimensionamiento de la cimentación.

- Muros estructurales

También llamados muros de corte pueden añadirse a la estructura con la función de aumentar la resistencia a las fuerzas horizontales, que la estructura pueda tener como fuerzas de viento o por acciones sísmicas, aumentando la resistencia del pórtico con una mayor rigidez estructural.

- Escalera

La escalera es el elemento estructural que tiene como finalidad de servir de escape en el caso de que ocurra no solo un sismo, sino también cualquier tipo de siniestro como por ejemplo un incendio, etc.

Este elemento es muy rígido, por tal motivo se le aísla a la estructura en sí. Tenemos dos escaleras en cada nivel, y será típica en el resto de pisos.

SUB - CAPITULO 2

DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE MODELACIÓN ESTRUCTURAL

2.1. Criterios de la modelación

2.1.1. Peso Sísmico

Al iniciar un análisis sísmico se estima su peso, ya que es esencial para calcular la fuerza de la cortante basal. El peso sísmico es diferente al peso que tiene la estructura y para obtenerlo se tiene la siguiente tabla con los datos dados por la norma E.030.

Por ser una edificación de categoría esencial tipo A2 se toma el 50 % de la carga viva + 25% de la carga viva en azoteas.

2.1.2. Regularidad Estructural

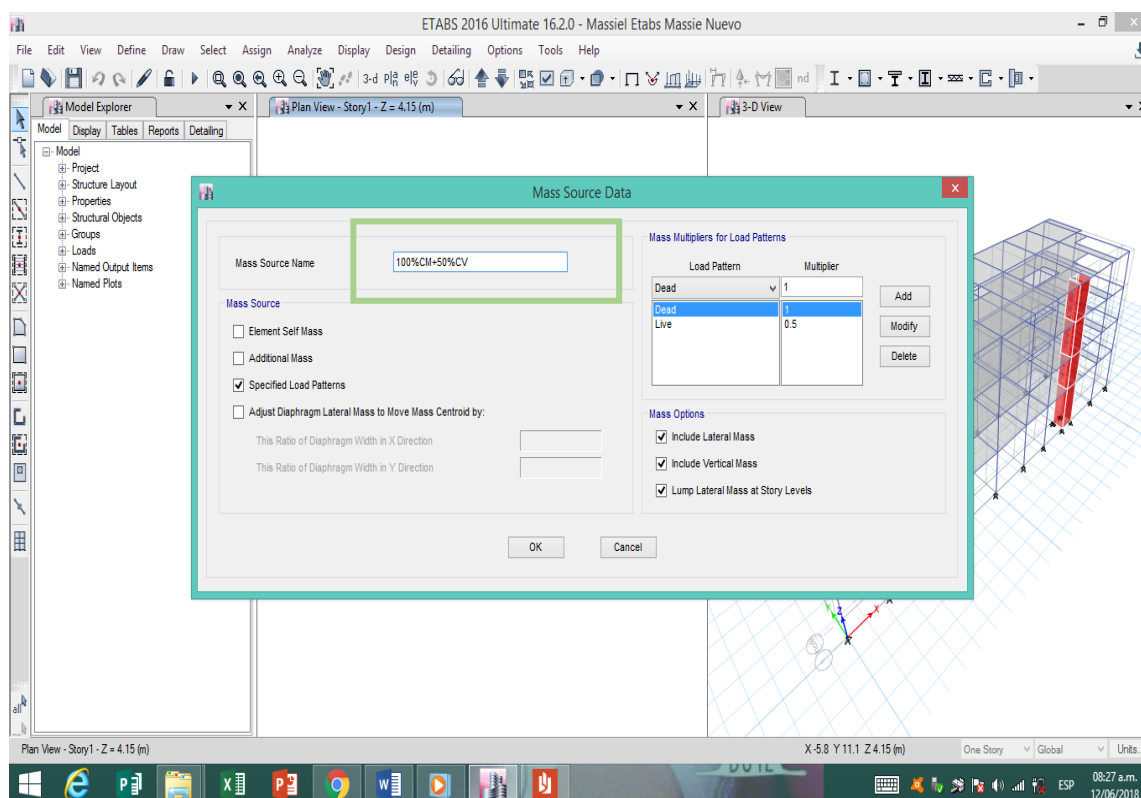
El diseño de la edificación en este proyecto se ubicará en la zona 04 y denominada como A2, por lo tanto concuerda al ítem 3.7.1 de la norma E.030, nos dice que deberán ser REGULARES:

Tabla N° 3: Peso sísmico en función a la categoría de la edificación.

CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN	PORCENTAJE DE LA CARGA VIVA
A y B	50%
C	25%
Depósitos	80%
Azoteas y techos en general	25%
Tanque, silo y estructuras similares	100%

Fuente: RNE - E030, 2016, P. 380

Figura N° 4: Peso sísmico de la estructura aporcionada.



Fuente: Etabs 2016

Tabla N° 4: 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

Fuente: RNE - E030, 2016, P. 379

SUB - CAPITULO 3

PRE - DIMENSIONAMIENTO

2.2. Generalidades

Todos los pre-dimensionamientos que se van a realizar, será según las luces expuestas en los planos y las cargas que soportan ellas mismas.

2.3. Losa aligerada

Determinamos una losa aligerada armada en el sentido más corto y posteriormente colocaremos el sentido de las viguetas de una manera uniforme.

Tabla N° 5: Peso aligerado según espesor t (cm).

Losa h=cm	Peso de losa Kg/m ²
17	280
20	300
25	350
30	420

Fuente: Norma de Cargas E.020.

$$h = \frac{L}{25}$$

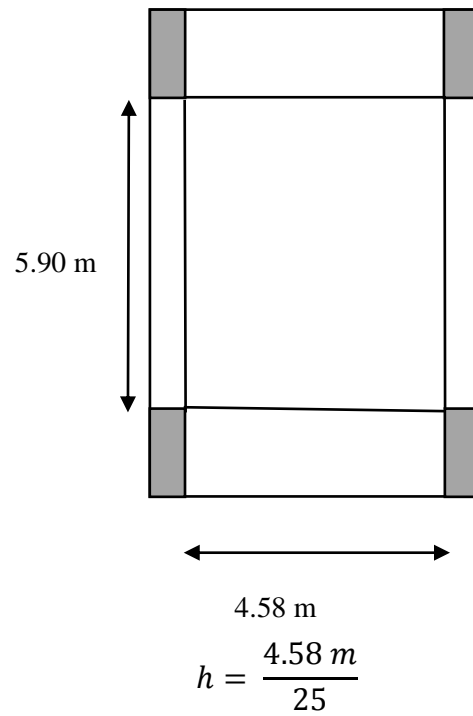
Dónde:

h = peralte de la losa aligerada

L = Luz entre paños

El criterio utilizado es válido para losas aligeradas unidireccionales, y su carga viva máxima comprenda los 300 a 350 kg/m².

Para el cálculo se tomó el paño con mayor área.



$$h = 0.1832 \text{ m} \cong 0.20 \text{ m}$$

El espesor a utilizar será de 20 cm.

2.4. Vigas

Según la Norma Peruana E.060, el ancho mínimo de las vigas será de 25 cm, cuando pertenecen a pórticos o elementos sismo resistente. Se tomó el paño con mayor área.

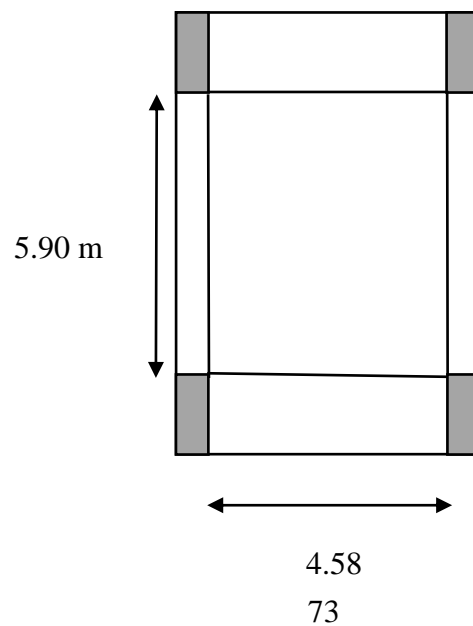


Tabla N° 6: Factores para pre dimensionamiento de vigas.

S/C Kg/m ²	α (Alfa)
S/C \leq 200 kg/m ²	12
200 < S/C \leq 350 kg/m ²	11
350 < S/C \leq 600 kg/m ²	10
600 < S/C \leq 750 kg/m ²	9

Fuente: Oviedo Sarmiento, 2015

Se dimensiona considerando la sobre carga que actúa sobre ella y con los peraltes según la luz libre que tiene. La edificación idealizada es una clínica A2, que tendrá una sobrecarga de 300 kg/m².

- Donde el peralte será:

$$h (\text{peralte}) = \frac{L}{\alpha}$$

$$h (\text{peralte}) = \frac{5.90 \text{ m}}{11}$$

$$h (\text{peralte}) = 0.526 \text{ m} \cong 0.60 \text{ m}$$

- El ancho será:

$$b (\text{ancho}) = \frac{h}{2}$$

$$b (\text{ancho}) = \frac{0.526 \text{ m}}{2}$$

$$b (\text{ancho}) = 0.263 \text{ m} \cong 0.25 \text{ m}$$

Por lo tanto redondeando se decidió emplear las siguientes dimensiones unas vigas de 0.25 m X 0.60 m

De la misma manera tendremos vigas chatas en puntos necesarios de acuerdo al plano de 0.25m x 0.20m.

2.5. Columnas

Elementos estructurales sometidos flexo-compresión y a un corte unidireccional como bidireccional, en este caso se considerará un pre – dimensionamiento inicial y un pre – dimensionamiento final para que de tal manera podemos asumir dimensiones estables.

2.5.1. Pre - dimensionamiento inicial

Para proceder al pre-dimensionamiento inicial y final determinaremos el área tributaria de cada columna.

Tabla N° 7: Cargas aplicadas a la estructura.

Elemento estructural	Peso (Tn/m ² -m ³)
Losa aligerada	0.30 t/m ²
Tabiquería	0.15 t/m ²
Acabados	0.10 t/m ²
y concreto	2.4 t/m ³
Sobrecarga	0.30 t/m ³

Fuente: Norma E-020

Para poder a empezar el primer metrado consideramos las siguientes formulas:

Tabla N° 8: Formulas para determinar según el tipo de columna.

COLUMNA	FÓRMULA
Centrada	$b = \frac{H}{8}$
Excéntrica	$b = \frac{H}{9}$
Esquinada	$b = \frac{H}{10}$

Dónde:

b = Lado de la columna

H = Altura de entrepiso

Altura de entrepiso = 3.15 metros en todos los pisos de la estructura.

Tabla N° 9: Medidas de las columnas.

COLUMNA	b	REDONDEANDO
Centrada	0.394 m	0.40 m
Excéntrica	0.35 m	0.35 m
Esquinada	0.315 m	0.35 m

Fuente: Elaboración propia.

Para obtener resultados homogéneos utilizaremos el lado mayor. Calculamos y metramos todas las cargas por el área tributaria para cada columna (anexo 04):

Tabla N° 10: Cargas tributarias de las columnas.

CARGAS TRIBUTARIAS INICIAL DE LAS COLUMNAS	
COLUMNA CÉNTRICA	86.19 Tn
COLUMNA EXCÉNTRICA	44.83 Tn
COLUMNA ESQUINADA	24.29 Tn

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de pre - dimensionamiento de columnas

En el este caso usaremos las formulas brindadas por el Dr. Antonio Blanco Blasco en su libro Estructuración de diseño de edificaciones en concreto armado.

a) Para las columnas centradas tenemos:

$$A_{columna} = \frac{P_{servicio}}{0.45 F'c}$$

* Columnas centradas

Consideramos el dato anterior del cuadro anexo.

$$A_{columna} = \frac{86.19 Tn}{0.45 \times 0.21}$$

$$A_{columna} = 912.06 cm^2$$

b) Para las columnas excéntricas y esquinadas se determinan de la siguiente manera:

$$A_{columna} = \frac{P_{servicio}}{0.35 F'_c}$$

* Columnas excéntricas

Consideramos el dato anterior del cuadro anexado

$$A_{columna} = \frac{44.83 Tn}{0.35 \times 0.21}$$

$$A_{columna} = 609.93 \text{ cm}^2$$

* Columnas esquinadas

$$A_{columna} = \frac{24.29 Tn}{0.35 \times 0.21}$$

$$A_{columna} = 330.48 \text{ cm}^2$$

De las áreas de columnas halladas, se tiene que tener en consideración que en zonas altamente sísmicas el área de la sección transversal mínimo en columnas es de 1000 cm².

De las áreas pre – dimensionadas, a criterio de cada uno ser determinan las siguientes secciones: Anexo 04 – pre dimensionamiento final.

Tabla N° 11: Áreas del primer pre - dimensionamiento de las columnas.

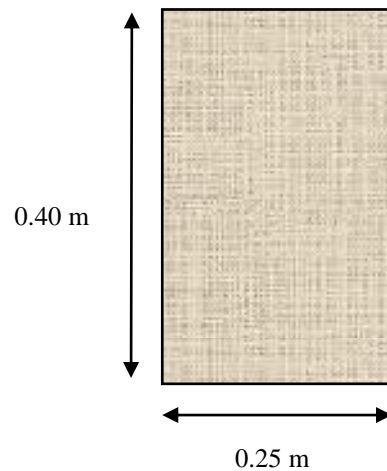
COLUMNAS	ÁREA (cm ²)	ÁREA MÍNIMA (cm ²)	b (m)	t (m)	NUEVA ÁREA (cm ²)
CENTRADA	891.92	1000	0.25	0.40	1000
EXCÉNTRICA	585.21	1000	0.25	0.40	1000
ESQUINADA	314.03	1000	0.25	0.40	1000

Fuente: Elaboración propia

2.5.2. Pre - dimensionamiento final

Para las columnas indicadas anteriormente en los cálculos iniciales solo es necesario utilizar columnas con las dimensiones obtenidas debido a que son necesarias tanto para resistir y soportar las cargas provenientes.

De acuerdo a este criterio las dimensiones obtenidas en las columnas centradas, excéntricas y esquinadas serán.



2.6. Escaleras

Las escaleras no serán modeladas por su poca influencia debido a que se tiene la presencia de cajas de ascensor y escaleras.

2.7. Muros Estructurales

Se complica fijar un pre-dimensionamiento para las placas o muros de corte, debido a que absorben fuerzas que vienen de manera lateral.

El proyecto considera a la edificación a base de muros estructurales, consiguiendo posibles cambios convenientes, debido a que con la presencia de alta rigidez solo analizado la estructura a base de pórticos volvería complejo el uso de cualquier sistema pasivo, por ello que se adiciona rigidez para distribuir los esfuerzos y controlar los Drift.

La estructura es de una altura mediana, está ubicada en el distrito de Nuevo Chimbote. Se consideran muros estructurales de 25 cm de espesor.

2.8. Cimentación

Para empezar el pre - dimensionamiento de la cimentación se necesita la información obtenidas por la mecánica de suelos (EMS) sobre las características del suelo del lugar donde se diseñara la estructura. Del estudio realizado en la Universidad cesar Vallejo (ANEXO 05) se obtuvieron los siguientes datos:

- . Df = 1.50 m
- . $\gamma_s = 1.65 \text{ t/m}^3$
- . $\gamma_c = 2.40 \text{ t/m}^3$
- . $q_a = 1.80 \text{ kg/cm}^2$

Calculamos mediante esta fórmula:

$$Azap = \frac{P + P_p}{q_a}$$

Dónde:

Azap = Área de la zapata

P = Peso tributario total por columna

Pp = Peso propio de la zapata

Donde el Pp se hallará con la siguiente relación:

Tabla N° 12: Porcentajes de peso de zapatas.

Para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	
$\delta t \text{ (Kg/cm}^2)$	Pp en % de P
4	4 % de P
3	6 % de P
2	8 % de P
1	10 % de P

Fuente: Blanco Blasco.

Si es necesario se va a interpolar en caso que las δt se encuentren entre los valores que se muestran en la tabla N° 12.

Los valores de $\gamma \cdot D_f + h_z \cdot \gamma_c$ se nivela con el peso propio de la zapata, entonces, no existe necesidad alguna de considerar el peso del terreno sobre la zapata ni el peso del peralte.

Como dato principal se tiene el metrado realizado (ANEXO 04) de cargas tributarias para cada tipo de columnas, que provienen del dimensionamiento final. Los resultados se muestran a continuación:

Tabla N° 13: Cargas tributarias final en columnas.

CARGAS TRIBUTARIAS FINAL EN COLUMNAS	
COLUMNA CÉNTRICA	84.29TN
COLUMNA EXCÉNTRICA	43.01 TN
COLUMNA ESQUINADA	23.08 TN

Fuente: Elaboración propia.

2.8.1. Zapatas centradas

a) Calculo del peso propio de la zapata (Pp)

$$q_a = 1.8 \text{ kg/cm}^2$$

De la tabla:

Tabla N° 14: Peso propio de zapatas centradas.

Para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	
$\delta t \text{ (Kg/cm}^2)$	Pp en % de P
4	4 % de P
3	6 % de P
2	8 % de P
1.8	x
1	10 % de P

Fuente: Elaboración propia.

En este caso es necesario iterar, por lo tanto se calcula del cuadro que el Pp de la zapata será del 8.4 % del peso total tributario en la columna dada.

$$P_p = 0.084 \times 84.29 \text{ TN}$$

$$P_p = 7.08 \text{ TN}$$

Aplicamos la fórmula:

$$Azap = \frac{P + P_p}{qa}$$

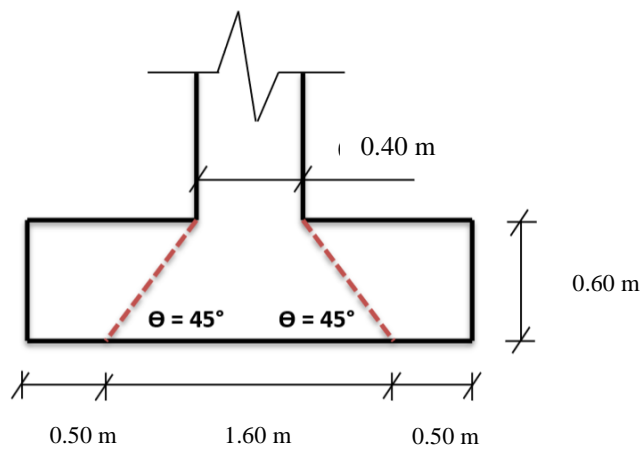
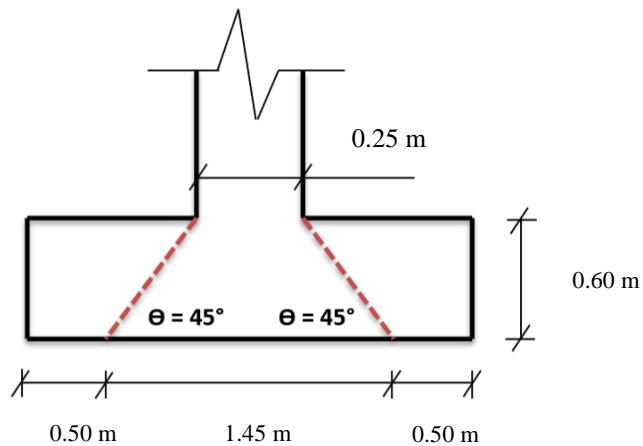
$$Azap = \frac{84.29 \text{ TN} + 7.08 \text{ TN}}{18 \text{ TN/m}^2}$$

$$Azap = L \times A = \sqrt{33.15 \text{ m}^2}$$

$$L \times A = 2.2530 \text{ m} \cong 2.50 \text{ m}$$

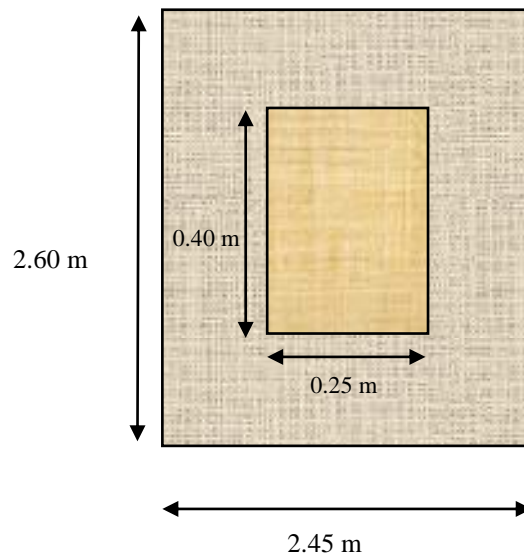
También podemos determinar las dimensiones calculadas de las zapatas centradas proyectando lados por el método aplicativo de los 45° de cara de la columna.

El ala después de los 45° será como máximo 1 m.



Una vez aplicado este método, recomendado por varios especialistas de la rama de estructuras. No es necesario tener una cimentación con grandes dimensiones, ya que el mínimo debe formar el ángulo de 45° con las caras de las columnas en los dos ejes.

Entonces las zapatas centradas tendrán las siguientes dimensiones:



Reafirmamos las dimensiones mediante de la siguiente fórmula:

$$m = \frac{-(b + t) + \sqrt{(b + t)^2 - 4(b \cdot t - Az)}}{4}$$

Dónde:

m = Distancia desde la cara de las columnas hasta límite del perímetro de las zapatas

b = ancho de columna

t = largo de columna

Az = área de la zapata en análisis

Se conocen los siguientes datos:

$$b = 0.25 \text{ m}$$

$$t = 0.40 \text{ m}$$

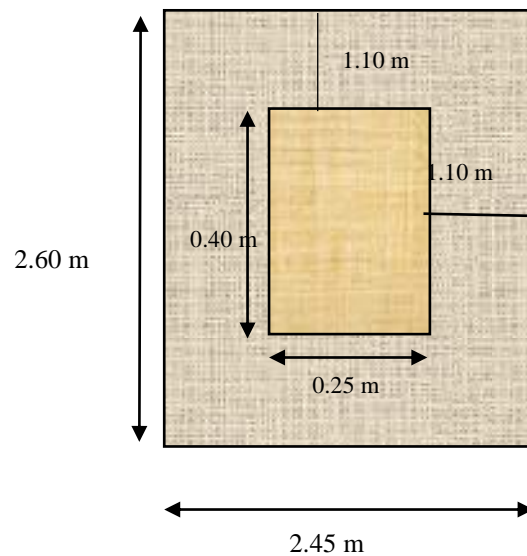
$$Az = (2.60 \times 2.45) = 6.37 \text{ m}^2$$

Procedemos a reemplazar los datos en la fórmula anterior:

$$m = \frac{-(0.25 + 0.40) + \sqrt{(0.25 + 0.40)^2 - 4(0.25 \cdot 0.40 - 6.37)}}{4}$$

$$m = 1.10 \text{ m}$$

Quedando la cimentación con las estas dimensiones:



b) Control de cortantes

Haremos para cada zapata el control de cortantes, antes de definir las dimensiones oficiales y proceder a su diseño.

- Primero por punzonamiento
- Segundo por tracción diagonal ya que son las cortantes principales causas de fallas en las cimentaciones.

Se dará inicio asumiendo un hz de 60 cm, de salir en el cálculo que falla y no cumple, se aumentará el peralte.

- Por punzonamiento:

Se verificará el punzonamiento a una distancia de $d/2$.

PERALTE EFECTIVO

$$d = hz - r$$

Dónde:

$$hz = 0.60 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 7.5 \text{ cm}$$

$$d = 0.60 \text{ m} - 0.075$$

$$d = 0.525 \text{ m}$$

PERÍMETRO DE CORTE

$$bo = 2(b + d) + 2(t + d)$$

Dónde:

bo = perímetro de corte

$$bo = 2(0.25 + 0.525) + 2(0.40 + 0.525)$$

$$bo = 3.40 \text{ m}$$

ÁREA EFECTIVA

$$Ao = (b + d) + (t + d)$$

Dónde:

Ao = área efectiva por punzonamiento

$$Ao = (0.25 + 0.525) + (0.40 + 0.525)$$

$$Ao = 1.70 \text{ m}$$

FACTORAMOS LA CARGA

$$Pu = 1.4 CM + 1.7 CV$$

Dónde:

$$CM = 60.07 \text{ TN}$$

$$CV = 24.21 \text{ TN}$$

$$Pu = 1.4 (60.07) + 1.7 (24.21)$$

$$Pu = 125.255 \text{ TN}$$

PRESIÓN DEL TERRENO

$$Wu = \frac{Pu}{A \times B}$$

Dónde:

A = Ancho de zapata

B = Largo de zapata

$$Wu = \frac{125.255 \text{ TN}}{6.37 \text{ m}^2}$$

$$Wu = 19.66 \text{ Tn/m}^2$$

RELACIÓN DE COLUMNA

$$Bc = \frac{t}{b}$$

Dónde:

Bc = Relación de columna

t = Largo de columna

b = ancho de columna

$$Bc = \frac{0.40 \text{ m}}{0.25 \text{ m}}$$

$$Bc = 1.60$$

CORTANTE ACTUANTE

$$Vu = Pu - (Wu \cdot Ao)$$

Dónde:

Vu = cortante actuante

$$Vu = 125.255 - (19.66 \times 1.70 \text{ m})$$

$$Vu = 91.83 \text{ Tn}$$

CORTANTE ADMISIBLE

$$Vc = \left[0.53 + \frac{1.1}{Bc} \right] \sqrt{f'c} \cdot bo \cdot d \leq 1.1 \sqrt{f'c} \cdot bo \cdot d$$

Dónde:

V_c = cortante admisible del concreto

$$V_c = \left[0.53 + \frac{1.1}{1.6} \right] \sqrt{210} \cdot 340 \cdot 52.5 \leq 1.1 \sqrt{210} \cdot 340 \cdot 52.5$$

$$V_c = 314.93 \text{ Tn} \geq 284.54 \text{ Tn}$$

Al salir la fórmula de la izquierda mayor se usara la segunda fórmula y se le aplicara el coeficiente de reducción de $\Phi=0.75$ para cortante en cimentaciones.

Cumpliendo lo siguiente:

$$V_u \leq \Phi V_c$$

$$91.83 \leq 0.75 \times 284.54$$

$$91.83 \text{ Tn} \leq 213.41 \text{ Tn} \quad \text{ok}$$

- Por tracción diagonal

Verificaremos a una distancia "d" de la cara de la columna.

$$A_{o'} = B(m - d)$$

$$A_{o'} = 2.45 \times (1.10 - 0.525)$$

$$A_{o'} = 1.41 \text{ m}^2$$

$$V_2 = W_u \times A_{o'}$$

$$V_2 = 19.66 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} \times 1.41 \text{ m}^2$$

$$V_2 = 27.72 \text{ Tn}$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot B \cdot d$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{210} \times 260 \times 52.5$$

$$V_c = 104.84 \text{ Tn}$$

Debe cumplir:

$$V2 \leq \emptyset Vc$$
$$27.72 \text{ Tn} \leq 0.75 \times 104.84 \text{ Tn}$$
$$27.72 \text{ Tn} \leq 78.63 \text{ Tn} \quad \text{ok}$$

Por lo tanto las dimensiones calculadas anteriormente y el peralte asumido a la zapata son correctas en función a la carga que soporta y el estudio de suelo obtenido.

2.8.2. Zapatas excéntricas

a) Calculo del peso propio de la zapata (Pp)

$$q_a = 1.8 \text{ kg/cm}^2$$

De la tabla:

Tabla N° 15: Peso propio de zapatas excéntricas.

Para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	
δt (Kg/cm ²)	Pp en % de P
4	4 % de P
3	6 % de P
2	8 % de P
1.8	x
1	10 % de P

Fuente: Elaboración propia.

En este caso es necesario iterar, se calcula del cuadro que el Pp de la zapata será del 8.4 % del peso total tributario en la columna dada.

$$Pp = 0.084 \times 43.01 \text{ TN}$$

$$Pp = 3.61 \text{ TN}$$

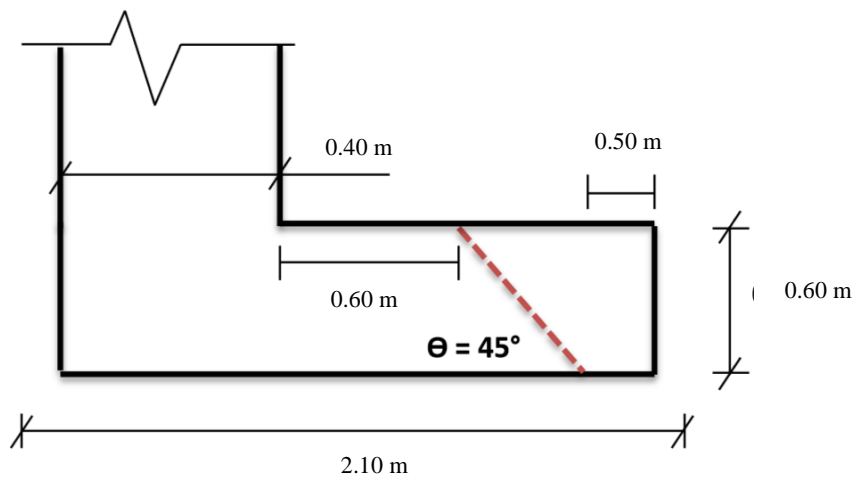
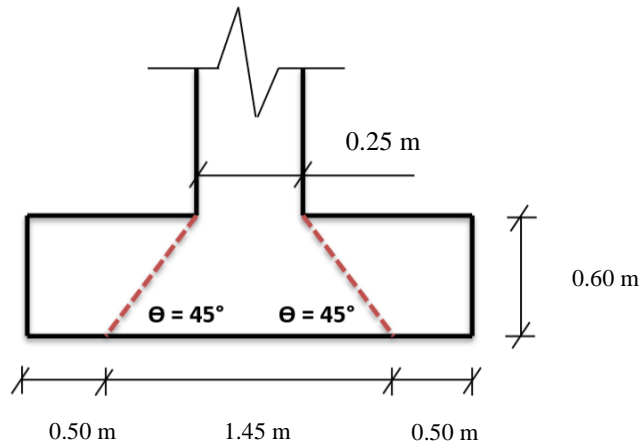
Aplicamos la fórmula:

$$Azap = \frac{P + P_p}{q_a}$$
$$Azap = \frac{43.01 \text{ TN} + 3.61 \text{ TN}}{18 \text{ TN/m}^2}$$

$$Azap = L \times A = \sqrt{2.59 \text{ m}^2}$$

$$L \times A = 1.609 \text{ m} \cong 1.70 \text{ m}$$

También podemos determinar las dimensiones calculadas de las zapatas proyectando lados por el método aplicativo de los 45° de cara de la columna. El ala después de los 45° será como máximo 1 m.



Reafirmamos las dimensiones mediante de la siguiente formula:

$$m = \frac{-(b + t) + \sqrt{(b + t)^2 - 4(b \cdot t - Az)}}{4}$$

Se conocen los siguientes datos:

$$b = 0.25 \text{ m}$$

$$t = 0.40 \text{ m}$$

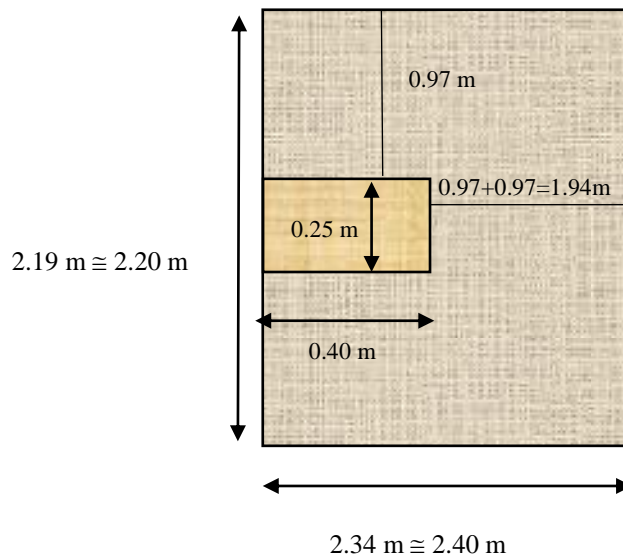
$$Az = (2.45 \times 2.10) = 5.15 \text{ m}^2$$

Procedemos a reemplazar los datos en la fórmula anterior:

$$m = \frac{-(0.40 + 0.25) + \sqrt{(0.40 + 0.25)^2 - 4(0.40 \cdot 0.25 - 5.15)}}{4}$$

$$m = 0.97 \text{ m}$$

Quedando la cimentación con las estas dimensiones:



b) Control de cortantes

Haremos para cada zapata el control de cortantes, antes de definir las dimensiones oficiales y proceder a su diseño. Para eso realizaremos la verificación por cortantes:

- Primero por punzonamiento
- Segundo por tracción diagonal ya que son las cortantes principales causas de fallas en las cimentaciones.

Se dará inicio asumiendo un h_z de 60 cm, de salir en el cálculo que falla y no cumple, se aumentará el peralte.

- Por Punzonamiento:

Se verificará el punzonamiento a una distancia de $d/2$.

PERALTE EFECTIVO

$$d = hz - r$$

Dónde:

$$hz = 0.60 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 7.5 \text{ cm}$$

$$d = 0.60 \text{ m} - 0.075$$

$$d = 0.525 \text{ m}$$

PERÍMETRO DE CORTE

$$bo = 2(b + d) + 2(t + d)$$

Dónde:

bo = perímetro de corte

$$bo = 2(0.25 + 0.525) + 2(0.40 + 0.525)$$

$$bo = 3.40 \text{ m}$$

ÁREA EFECTIVA

$$Ao = (b + d) + (t + d)$$

Dónde:

Ao = área efectiva por punzonamiento

$$Ao = (0.25 + 0.525) + (0.40 + 0.525)$$

$$Ao = 1.70 \text{ m}$$

FACTORAMOS LA CARGA

$$Pu = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

Dónde:

$$\text{CM} = 32.45 \text{ TN}$$

$$\text{CV} = 10.56 \text{ TN}$$

$$Pu = 1.4 (32.45) + 1.7 (10.56)$$

$$Pu = 63.38 \text{ TN}$$

PRESIÓN DEL TERRENO

$$Wu = \frac{Pu}{A \times B}$$

Dónde:

A = Ancho de zapata

B = Largo de zapata

$$Wu = \frac{63.38 \text{ TN}}{5.28 \text{ m}^2}$$

$$Wu = 12.00 \text{ Tn/m}^2$$

RELACIÓN DE COLUMNA

$$Bc = \frac{t}{b}$$

Dónde:

Bc = Relación de columna

t = Largo de columna

b = ancho de columna

$$Bc = \frac{0.40 \text{ m}}{0.25 \text{ m}}$$

$$Bc = 1.60$$

CORTANTE ACTUANTE

$$Vu = Pu - (Wu \cdot Ao)$$

Dónde:

Vu = cortante actuante

$$Vu = 63.38 - (12 \times 1.70 \text{ m})$$

$$Vu = 42.98 \text{ Tn}$$

CORTANTE ADMISIBLE

$$V_c = \left[0.53 + \frac{1.1}{B_c} \right] \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \leq 1.1 \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

Dónde:

V_c = cortante admisible del concreto

$$V_c = \left[0.53 + \frac{1.1}{1.6} \right] \sqrt{210} \cdot 340 \cdot 52.5 \leq 1.1 \sqrt{210} \cdot 340 \cdot 52.5$$

$$V_c = 314.93 \text{ Tn} \geq 284.54 \text{ Tn}$$

Al salir la fórmula de la izquierda mayor se usara la segunda fórmula y se le aplicara el coeficiente de reducción de $\Phi=0.75$ para cortante en cimentaciones.

Cumpliendo lo siguiente:

$$V_u \leq \Phi V_c$$

$$42.98 \text{ Tn} \leq 0.75 \times 284.54$$

$$42.98 \text{ Tn} \leq 213.41 \text{ Tn} \quad \mathbf{ok}$$

- Por tracción diagonal

Verificaremos a una distancia "d" de la cara de la columna.

$$A_o' = B(m - d)$$

$$A_o' = 2.40 \times (1.10 - 0.525)$$

$$A_o' = 1.38 \text{ m}^2$$

$$V_2 = W_u \times A_o'$$

$$V_2 = 12 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} \times 1.38 \text{ m}^2$$

$$V_2 = 16.56 \text{ Tn}$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} \cdot B \cdot d$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{210} \times 220 \times 52.5$$

$$V_c = 88.708 \text{ Tn}$$

Debe cumplir:

$$V_2 \leq \phi V_c$$

$$16.56 \text{ Tn} \leq 0.75 \times 88.708 \text{ Tn}$$

$$16.56 \text{ Tn} \leq 66.53 \text{ Tn} \quad \text{ok}$$

Por lo tanto las dimensiones calculadas anteriormente y el peralte asumido a la zapata son correctas en función a la carga que soporta y el estudio de suelo obtenido.

2.8.3. Zapatas esquinadas

a) Calculo del peso propio de la zapata (Pp)

$$q_a = 1.8 \text{ kg/cm}^2$$

De la tabla:

Tabla N° 16: Peso propio de zapatas excéntricas.

Para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	
δt (Kg/cm ²)	Pp en % de P
4	4 % de P
3	6 % de P
2	8 % de P
1.8	x
1	10 % de P

Fuente: Elaboración propia.

En este caso es necesario iterar, por lo tanto se calcula del cuadro que el Pp de la zapata será del 8.4 % del peso total tributario en la columna dada.

$$P_p = 0.084 \times 23.08 \text{ TN}$$

$$P_p = 1.94 \text{ TN}$$

Aplicamos la fórmula:

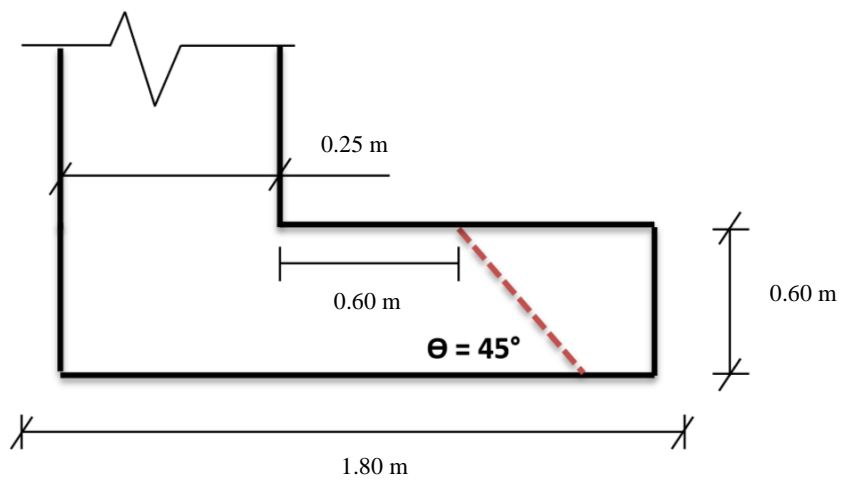
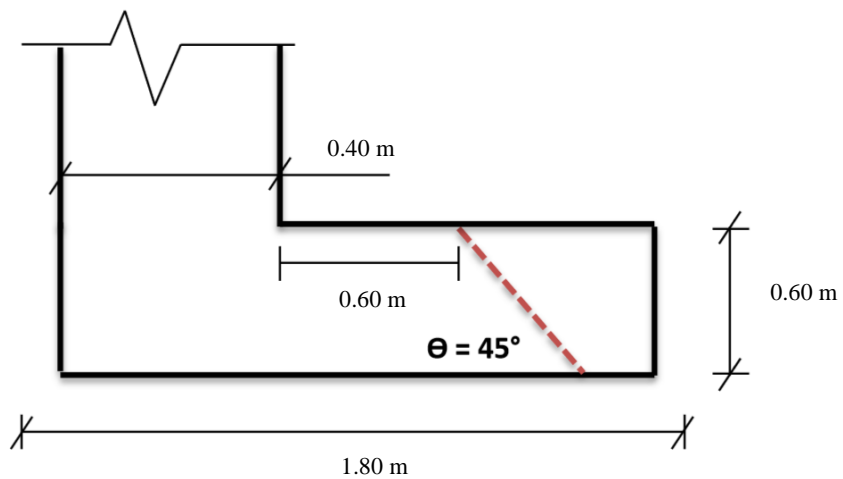
$$Azap = \frac{P + P_p}{qa}$$

$$Azap = \frac{23.08 \text{ TN} + 1.94 \text{ TN}}{18 \text{ TN/m}^2}$$

$$Azap = L \times A = \sqrt{2.926 \text{ m}^2}$$

$$L \times A = 1.710 \text{ m} \cong 1.80 \text{ m}$$

Este método será usado siempre y cuando se reduzca el peralte de las zapatas esquinadas ya que cargarán menor axial a comparación de las zapatas centradas y excéntricas, por ende quizás si aplicamos el método con el peralte de 60 cm nos darían resultados erróneos.



Reafirmamos las dimensiones mediante de la siguiente formula:

$$m = \frac{-(b+t) + \sqrt{(b+t)^2 - 4(bt - Az)}}{4}$$

Se conocen los siguientes datos:

$$b = 0.25 \text{ m}$$

$$t = 0.40 \text{ m}$$

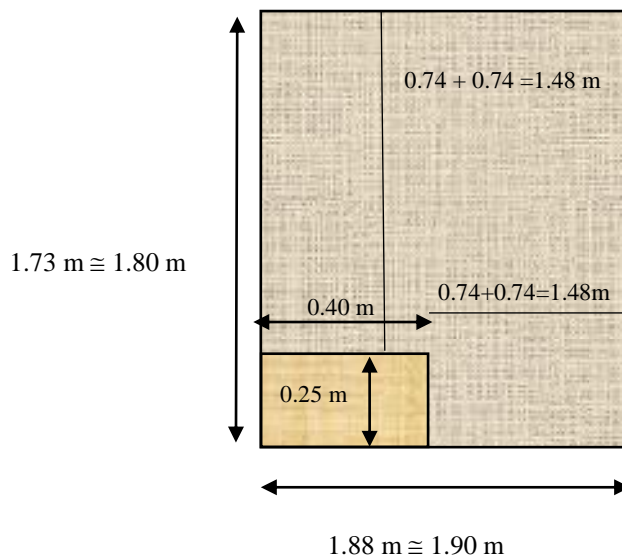
$$Az = (1.80 \times 1.80) = 3.24 \text{ m}^2$$

Procedemos a reemplazan los datos en la fórmula anterior:

$$m = \frac{-(0.40 + 0.25) + \sqrt{(0.40 + 0.25)^2 - 4(0.40 \cdot 0.25 - 3.24)}}{4}$$

$$m = 0.74 \text{ m}$$

Quedando la cimentación con las estas dimensiones:



b) Control de cortantes

Haremos para cada zapata el control de cortantes, antes de definir las dimensiones oficiales y proceder a su diseño. Para eso realizaremos la verificación por cortantes:

- Primero por punzonamiento
- Segundo por tracción diagonal ya que son las cortantes principales causas de fallas en las cimentaciones.

Se dará inicio asumiendo un hz de 60 cm, de salir en el cálculo que falla y no cumple, se aumentará el peralte.

- Por punzonamiento:

Se verificará el punzonamiento a una distancia de $d/2$.

PERALTE EFECTIVO

$$d = hz - r$$

Dónde:

$$hz = 0.60 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 7.5 \text{ cm}$$

$$d = 0.60 \text{ m} - 0.075$$

$$d = 0.525 \text{ m}$$

PERÍMETRO DE CORTE

$$bo = 2(b + d) + 2(t + d)$$

Dónde:

bo = perímetro de corte

$$bo = 2(0.25 + 0.525) + 2(0.40 + 0.525)$$

$$bo = 3.40 \text{ m}$$

ÁREA EFECTIVA

$$Ao = (b + d) + (t + d)$$

Dónde:

Ao = área efectiva por punzonamiento

$$Ao = (0.25 + 0.525) + (0.40 + 0.525)$$

$$Ao = 1.70 \text{ m}$$

FACTORAMOS LA CARGA

$$Pu = 1.4 CM + 1.7 CV$$

Dónde:

$$CM = 18.60TN$$

$$CV = 4.48TN$$

$$Pu = 1.4 (18.60) + 1.7 (4.48)$$

$$Pu = 33.66 TN$$

PRESIÓN DEL TERRENO

$$Wu = \frac{Pu}{A \times B}$$

Dónde:

A = Ancho de zapata

B = Largo de zapata

$$Wu = \frac{33.66 TN}{3.24 m^2}$$

$$Wu = 10.39 Tn/m^2$$

RELACIÓN DE COLUMNA

$$Bc = \frac{t}{b}$$

Dónde:

Bc = Relación de columna

t = Largo de columna

b = ancho de columna

$$Bc = \frac{0.40 m}{0.25 m}$$

$$Bc = 1.60$$

CORTANTE ACTUANTE

$$V_u = P_u - (W_u \cdot A_o)$$

Dónde:

V_u = cortante actuante

$$V_u = 33.66 - (10.34 \times 1.70 \text{ m})$$

$$V_u = 16.082 \text{ Tn}$$

CORTANTE ADMISIBLE

$$V_c = \left[0.53 + \frac{1.1}{B_c} \right] \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \leq 1.1 \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

Dónde:

V_c = cortante admisible del concreto

$$V_c = \left[0.53 + \frac{1.1}{1.6} \right] \sqrt{210} \cdot 340 \cdot 52.5 \leq 1.1 \sqrt{210} \cdot 340 \cdot 52.5$$

$$V_c = 314.93 \text{ Tn} \geq 284.54 \text{ Tn}$$

Al salir la fórmula de la izquierda mayor se usara la segunda fórmula y se le aplicara el coeficiente de reducción de $\Phi=0.75$ para cortante en cimentaciones.

Cumpliendo lo siguiente:

$$V_u \leq \Phi V_c$$

$$16.082 \text{ Tn} \leq 0.75 \times 284.54$$

$$16.082 \text{ Tn} \leq 213.41 \text{ Tn} \quad \text{ok}$$

- Por tracción diagonal

Verificaremos a una distancia “d” de la cara de la columna.

$$A_{o'} = B(m - d)$$

$$A_{o'} = 1.90 \times (0.74 - 0.525)$$

$$A_{o'} = 0.41 \text{ m}^2$$

$$V_2 = W_u \times A_{o'}$$

$$V_2 = 10.39 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} \times 0.41 \text{ m}^2$$

$$V_2 = 4.26 \text{ Tn}$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot B \cdot d$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{210} \times 190 \times 52.5$$

$$V_c = 76.612 \text{ Tn}$$

Debe cumplir:

$$V_2 \leq \phi V_c$$

$$4.26 \text{ Tn} \leq 0.75 \times 76.612 \text{ Tn}$$

$$4.26 \text{ Tn} \leq 57.46 \text{ Tn} \quad \text{ok}$$

Por lo tanto las dimensiones calculadas anteriormente y el peralte asumido a la zapata son correctas en función a la carga que soporta y el estudio de suelo obtenido.

2.8.4. Viga de cimentación

De acuerdo a los resultados obtenidos por el estudio de suelos, nos recomienda utilizar un tipo de cimentación por medio de zapatas conectadas o vigas de cimentación, esto se debe por el tipo de estructura proyectada y el terreno de cimentación encontrado.

El proyecto decidió diseñar una cimentación con zapatas conectadas por vigas de cimentación, de tal manera reducirá el efecto posible de asentamientos diferenciales así como el exceso de momentos que se generan por las zapatas excéntricas y esquinadas.

Pre dimensionaremos con las siguientes fórmulas:

$$h = \frac{L}{7}$$

$$b = \frac{P}{31 \times L} \geq \frac{h}{2}$$

Dónde:

L = espaciamento entre la columna exterior y la columna interior

P = Carga total de servicio en la columna exterior

b = Ancho de viga de cimentación

$$h = \frac{6}{7} = 0.85 \text{ m}$$

Uniformizando dimensiones

$$b = \frac{0.85 \text{ m}}{2} = 0.425 \text{ m} \cong 0.45 \text{ m}$$

Teniendo finalmente $\rightarrow h = 0.85 \text{ m}$ y $b = 0.45 \text{ m}$

SUB - CAPITULO IV

ANÁLISIS SÍSMICO – SISTEMA APORTICADO

4.1. Análisis sísmico estático

Según la norma E.030 esta metodología es aplicable en:

- . Edificaciones que son regulares e irregulares
- . Para determinar el tipo de sistema
- . Definir el coeficiente de reducción sísmica

Este tipo de análisis solo contara con la intervención de la fuerza vs. Rigidez lateral, con la finalidad de:

- . Determinar el sistema estructural
- . Determinar la regularidad estructural
- . Determinar la cortante estática para la comparación con la cortante dinámica.

4.1.1. Factor de zona (Z)

Figura N° 5: Mapa de zonas sísmicas.



Fuente: RNE E.030.

Tabla N° 17: Factores de zona del Perú.

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: RNE E.030.

4.1.2. Categoría de la edificación (U)

La edificación de uso para una clínica pertenece a la categoría A, por lo cual obtiene el siguiente valor:

Tabla N° 18: Categoría de la edificación.

Categoría	Descripción	Factor
A Edificaciones esenciales	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como:	1.5
	<ul style="list-style-type: none"> Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. 	

Fuente: RNE E.030.

$$U = 1.5$$

4.1.3. Perfil del suelo (S)

De acuerdo al estudio de suelos (anexo 05) se obtuvo que el perfil de suelo pertenecen a los suelos flexibles, de acuerdo a la tabla presentada a continuación.

Tabla N° 19: Factores de suelo.

SUELO - ZONA	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: RNE E.030.

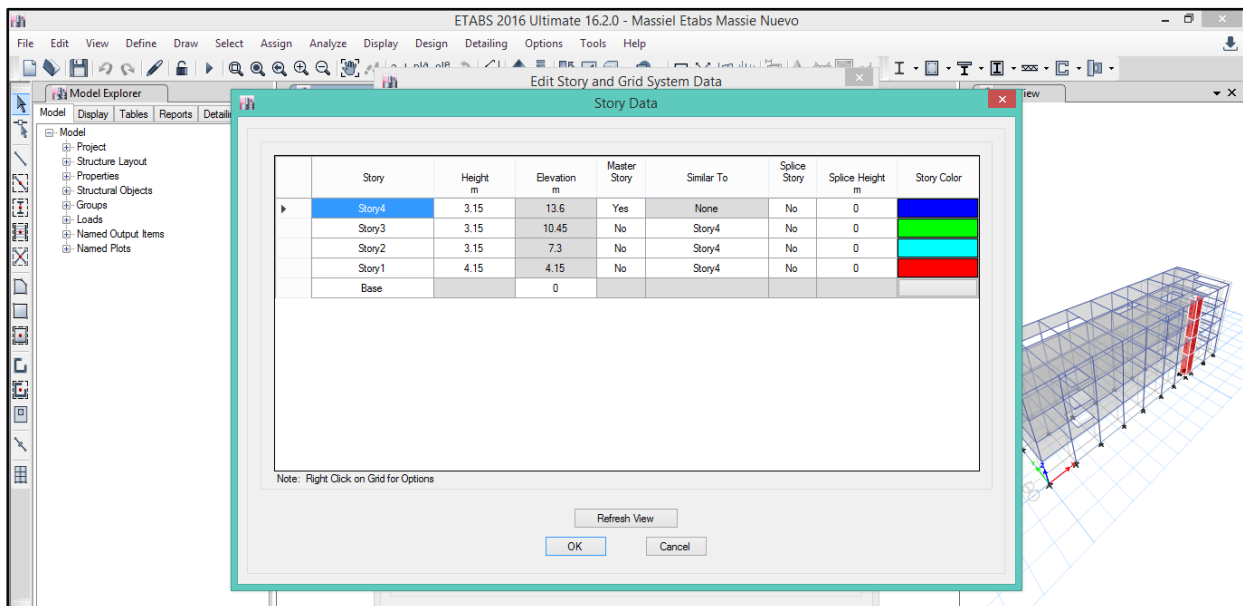
4.1.4. Periodo fundamental de vibración (T)

Determinaremos el periodo natural de la estructura mediante la siguiente formula brindada por la E-030 item 4.5.4. del Perú:

$$T = \frac{h_n}{C_t}$$

Ct = 35	Pórticos de concreto armado, pórticos de acero
Ct = 45	Pórticos más muros en la caja de ascensores o escaleras y pórticos arriostrados de acero
Ct = 60	Albañilería, concreto armado duales, muros estructurales y muros de ductilidad limitada

Figura N° 6: Cuadro de altura de entresijos de la edificación.



Fuente: Etabs 2016.

La altura total de la edificación es de 13.60 m a ello le restamos 1.00 m de la profundidad de desplante, entonces la altura desde el nivel del terreno natural es de 12.6 metros, donde Ct tendrá un valor de 35 considerando que la estructura tiene pórticos de concreto armado.

$$T_{xy} = \frac{12.60}{35} = 0.36 \text{ seg.}$$

4.1.5. Coeficiente de amplificación sísmica (C)

Consideramos los periodos de acuerdo al perfil del suelo ítem 2.4. de la norma E-030:

Tabla N° 20: Periodo T_p y T_l .

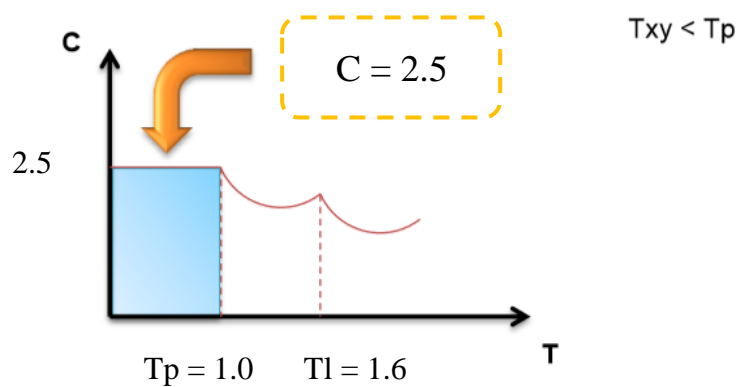
	Perfiles de suelo			
	S0	S1	S2	S3
T_P (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T_L (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

Fuente: RNE E.030

$$T_{xy} = 0.36 \text{ seg.}$$



Al ser (T) menor que T_p , entonces $C = 2.5$.



$$T_{xy} < T_p$$

$$0.36 \text{ seg} < T_p$$

4.1.6. Coeficiente básico de reducción sísmica (Ro)

La estructura analizada será a base de pórticos de concreto armado, por lo cual corresponde $R_o = 8$ según la E-030 ítem 3.4. Este será el punto de partida, una vez evaluada se hará otra corrección por periodo real.

Tabla N° 21: Sistemas estructurales.

SISTEMA ESTRUCTURAL	COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN SÍSMICA.
Concreto Armado	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad	4

Fuente: RNE E.030

4.1.7. Coeficiente de reducción sísmica (R)

$$R = R_o \times I_a \times I_p$$

$$R = 8 \times 1 \times 1$$

$$R = 8$$

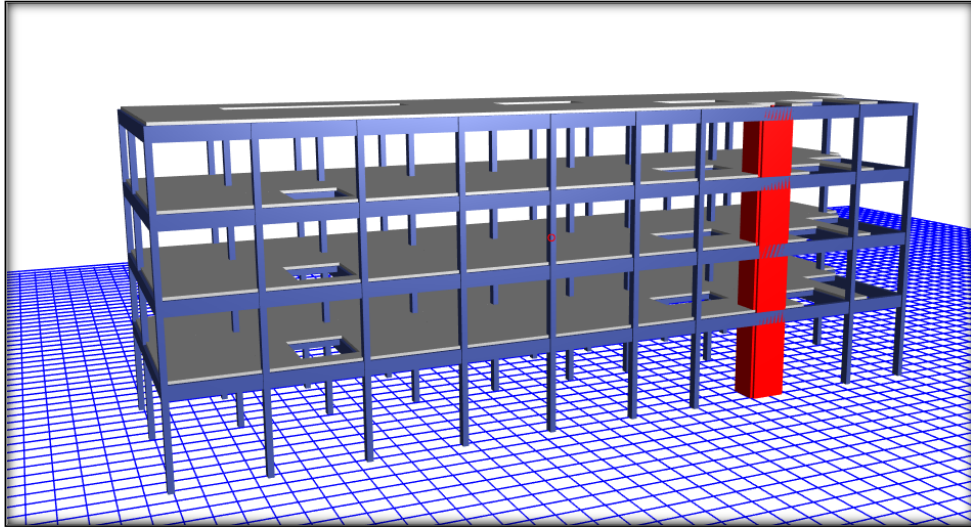
En esta primera instancia consideramos que la estructura no presenta irregularidades de acuerdo al ítem 3.7.1., por lo tanto es una estructura regular. La norma E-030 ítem 3.5. nos indica que para este caso los factores para ambas irregularidades son de I_a o $I_p = 1.0$.

4.1.8. Modelamiento de la estructura en ETABS

Se eligió diseñar una estructura que sea netamente regular mediante pórticos de 4 niveles. Se consideró iniciar dicho análisis de la estructura solo con pórticos, de tal manera demostramos su evolución mediante la optimización con un sistema de protección pasivo (para este caso los disipadores de energía de fluido viscoso).

Con los valores ZUCS, se inicia el modelamiento en el programa, seguido de su análisis estático.

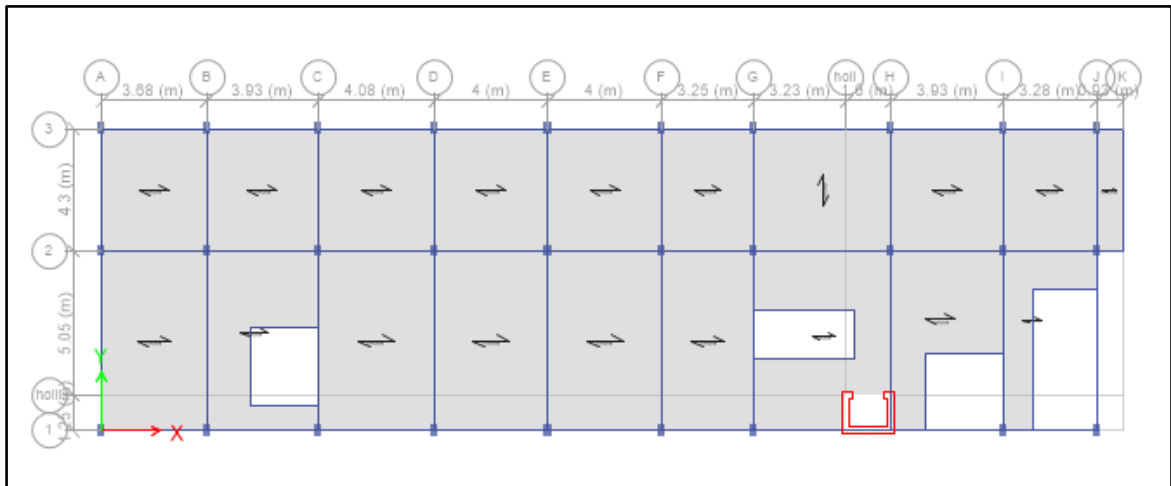
Figura N° 7: Esquema de la estructura, modelo en el software de cálculo ETABS.



Fuente: Etabs.

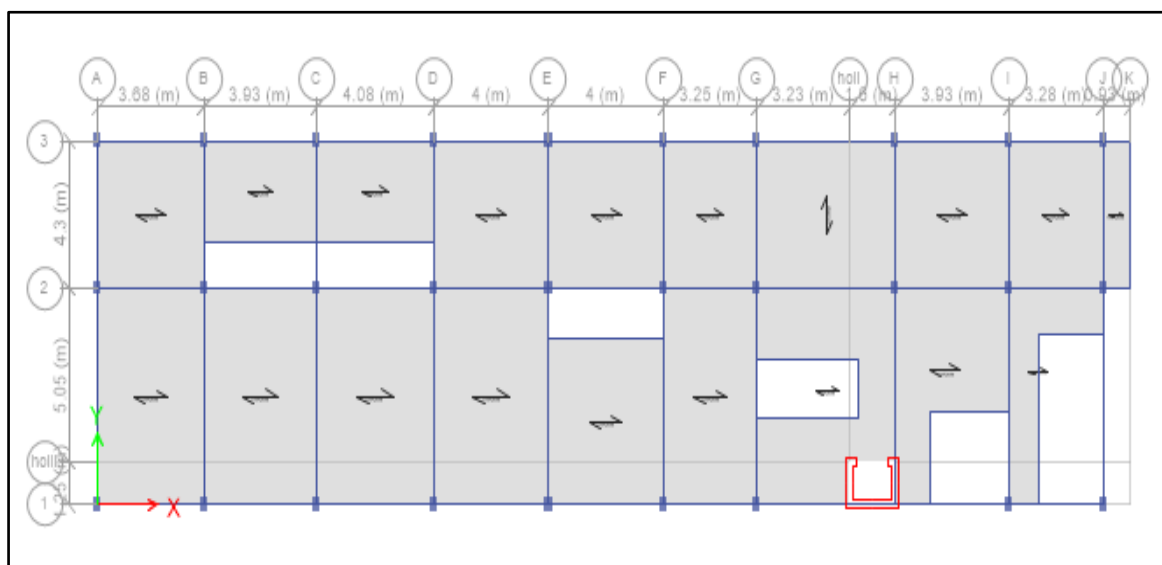
Con los valores ya obtenidos se dio inicio al análisis estático en el programa Etabs 2016, donde P será considerado por el peso sísmico de la estructura determinado directamente por el software.

Figura N° 8: Vista en planta del modelo en ETABS primer al tercer nivel.



Fuente: Etabs.

Figura N° 9: Vista en planta del modelo en ETABS cuarto nivel.



Fuente: Etabs 2016.

4.1.9. Cálculo del coeficiente "C"

Se determina de la siguiente manera:

$$C_{xy} = \frac{Z.U.C.S.}{R}$$

$$C_{xy} = \frac{0.45 \times 1.5 \times 2.5 \times 1.10}{8}$$

$$C_{xy} = 0.23203125$$

4.1.10. Exponente por altura del edificio "K"

Según lo que establece la norma en el ítem 4.5.3 de E.030 – 2016 se tiene que el factor del exponente por altura "K" se halla de la siguiente manera:

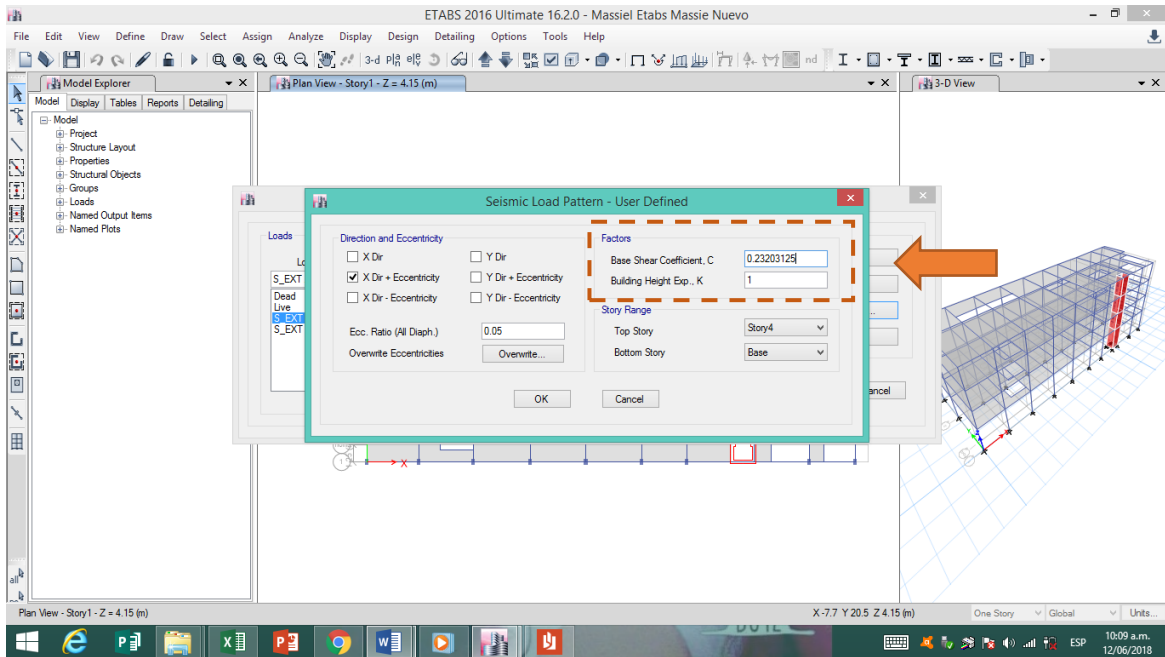
Donde la norma establece:

- Para T menor o igual a 0,5 segundos: $k = 1.0$
- Para T mayor que 0,5 segundos: $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$.

Los periodos naturales de la edificación no superan $T = 0.5$ segundos entonces:

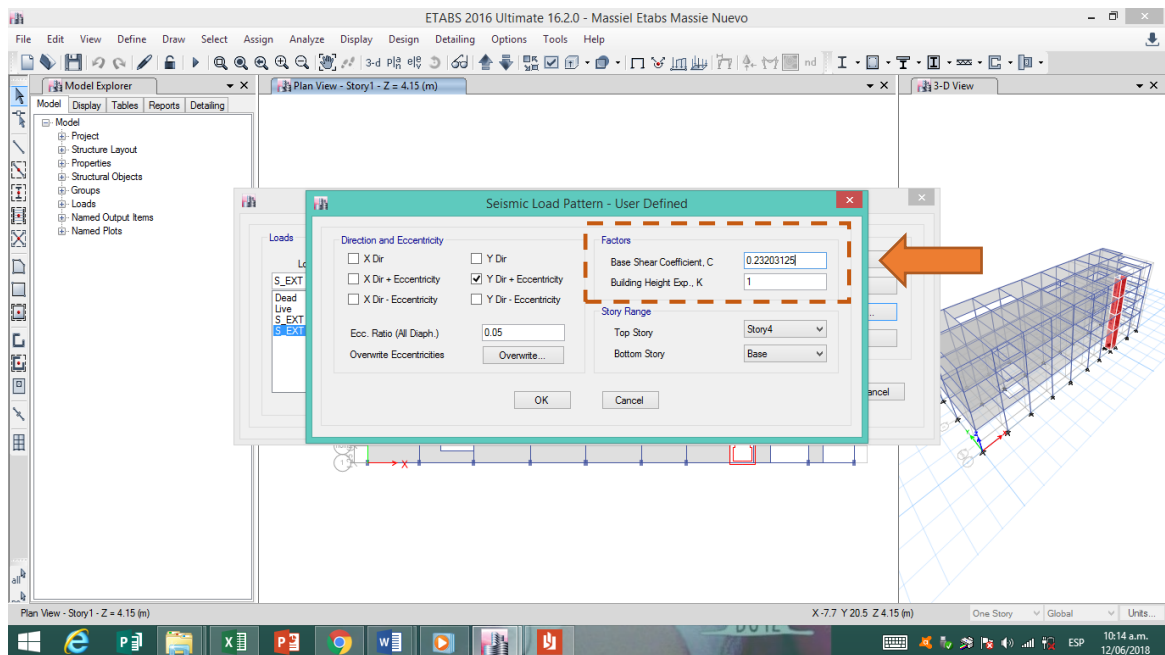
$$K_{xy} = 1$$

Figura N° 10: Colocamos dentro del software el coeficiente “C” y “K” para “X”



Fuente: Etabs 2016.

Figura N° 11: Colocamos dentro del software el coeficiente “C” y “K” para “X”



Fuente: Etabs 2016.

Una vez colocado los coeficientes procedemos a correr el software Etabs 2016.

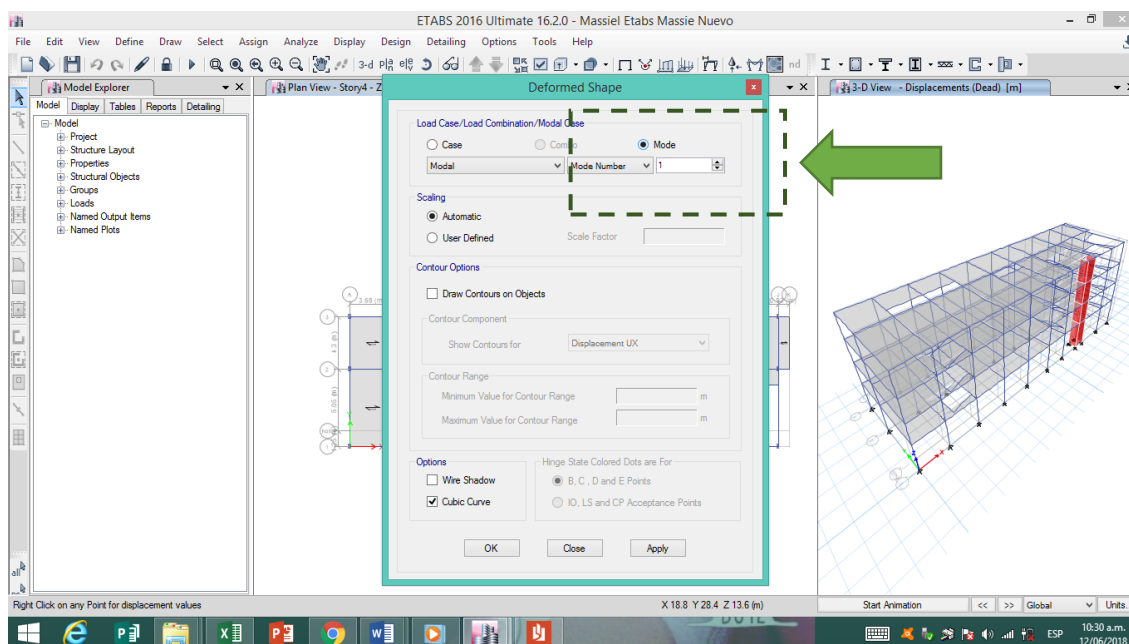
Interpretación:

- En una estructura existen 3 modos, 2 de traslación y 1 de rotación, por lo tanto los dos primeros modos que nos tiene que salir será de la siguiente manera: por ejemplo si el primer modo nos da que se traslada en "X" el segundo modo se trasladará en "Y", pero si en el primer modo se traslada en "Y" por ende el segundo modo de trasladará en "X".
- El tercer modo si o si es rotación en "Z".
- Si el modelo da torsión en el modo 1 o en el modo 2, quiere decir que se ha modelado mal o la configuración estructural no es la correcta. Esto puede ocurrir quizá porque existe demasiada masa, o se ha colocado extrema rigidez en una esquina, por lo cual hace que la oscilación sea errónea y al aplicar las irregularidades, pues saldrán extremas y harán muy vulnerable al edificio.

Una vez corrido el diseño lo colocamos en el último nivel, por ser el nivel con máximo desplazamiento, dentro del software configuro un cambio de carga muerta a modo.

→ Modo: El modo es la forma libre de vibrar, esta inducido desde el modelado, por lo tanto depende de la masa de la estructura del edificio que se tenga.

Figura N° 12: Determinación del periodo real en el software.

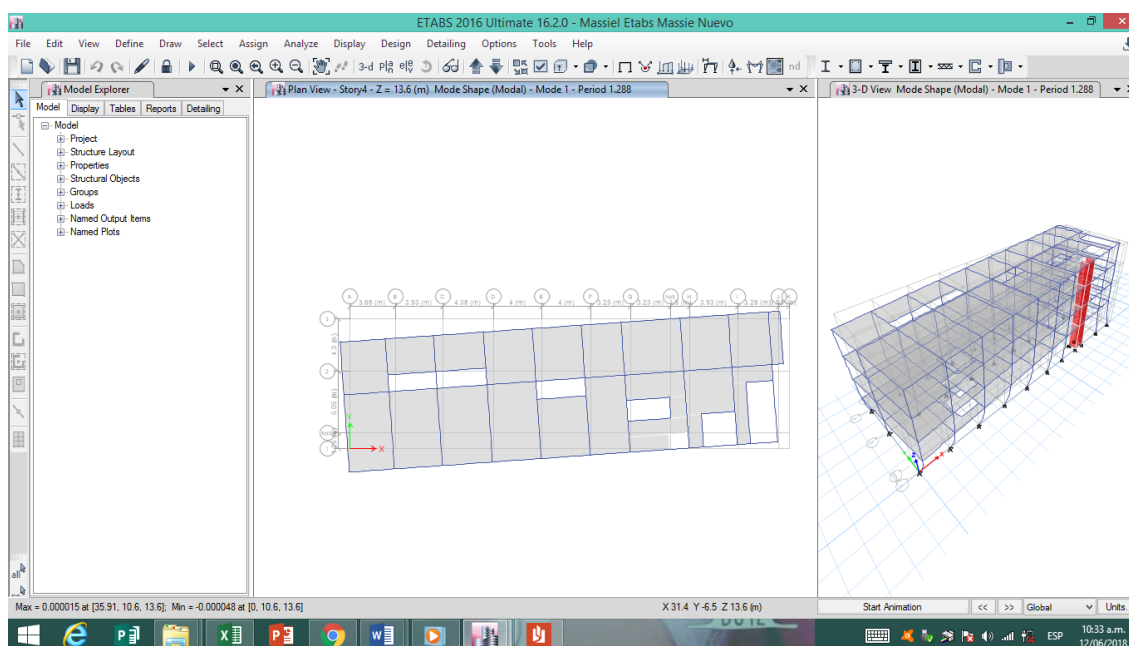


Fuente: Etabs 2016.

4.1.11. Periodos naturales de vibración

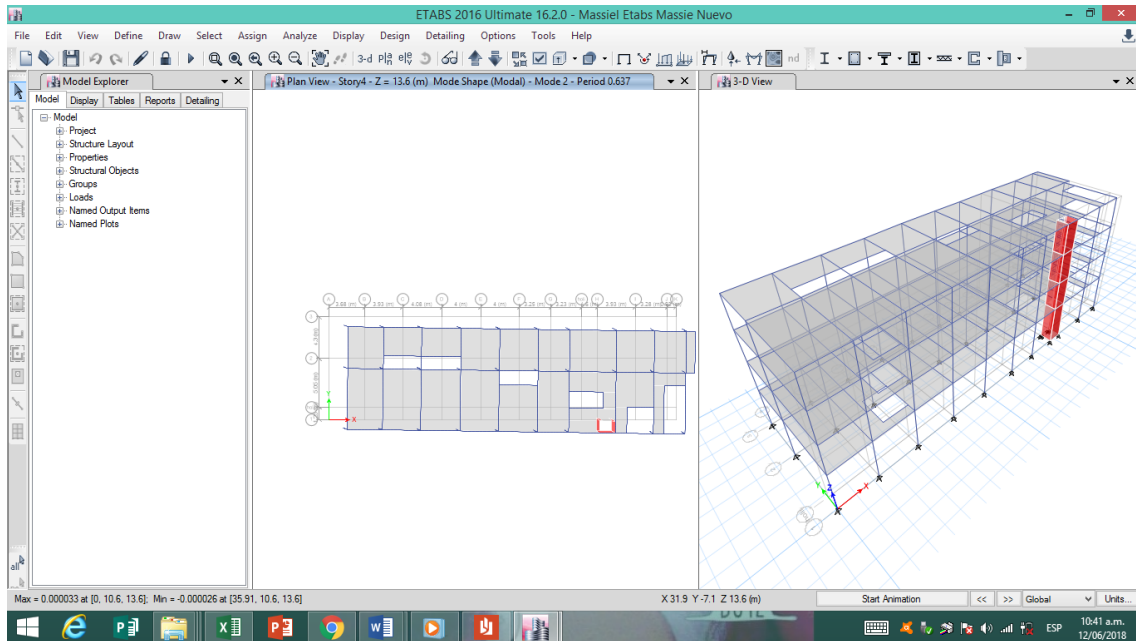
Del programa Etabs obtenemos los periodos:

Figura N° 13: Modo 01: 1.288 seg. Traslacional en Y



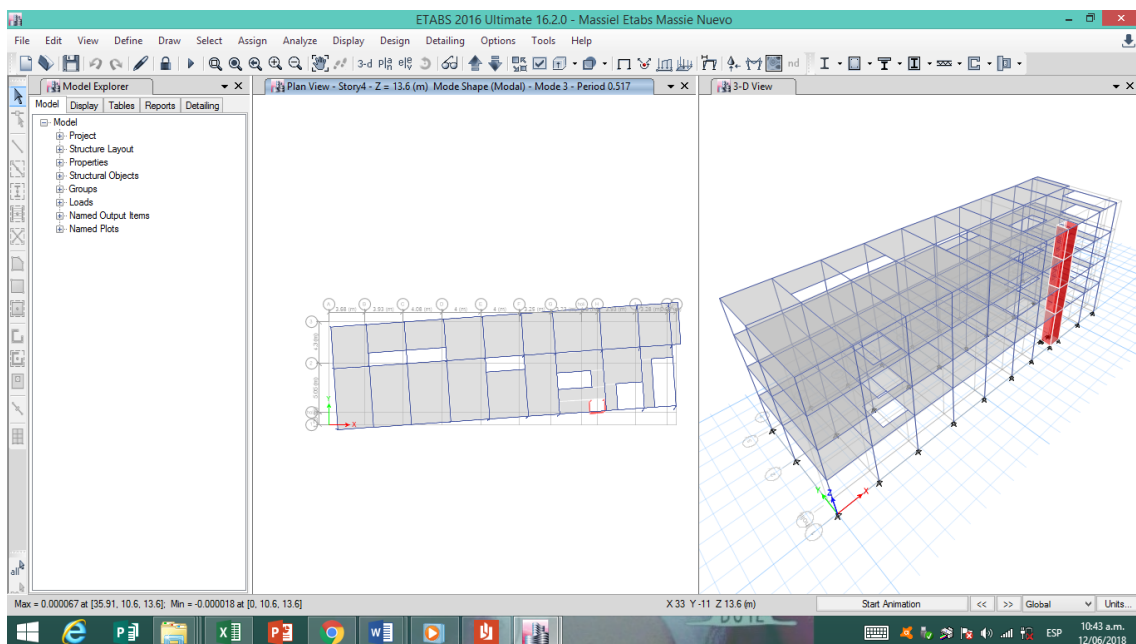
Fuente: Etabs 2016.

Figura N° 14: Modo 02: 0.637 seg. Traslacional en X



Fuente: Etabs 2016.

Figura N° 15: Modo 03: 0.517 seg. Rotacional en Z



Fuente: Etabs 2016.

$T_x = 0.637$ seg.

$T_y = 1.288$ seg.

Interpretación

- Como observamos los periodos naturales sobrepasan el método empírico utilizados por varios especialistas el 0.10 del número de pisos, con este cada determinamos que la estructura es muy flexible.
- Su periodo debería oscilar entre los 0.30 a 0.40 segundos aproximadamente, lo que ya nos da un indicio de que la estructura posiblemente sea muy flexible.
- El modo 2 en "X" es menor, debido a que siempre el modo 1 es el lado más flexible de la estructura y por ende el periodo es mucho mayor.

4.1.12. Corrección del periodo sísmico real factor de amplificación sísmica

En el eje "X"

$$T_x = 0.637 \text{ seg} < T_p = 1 \text{ seg.}$$

$$C_x = 2.5$$

En el eje "Y"

$$T_y = T_p < T_y < T_L$$

$$C_y = 2.5 \left(\frac{T_p}{T_y} \right)$$

$$C_y = 1.94099$$

4.1.13. Cálculo del coeficiente "C"

Se determina de la siguiente manera:

En el eje "X"

$$C_x = \frac{Z.U.C.S.}{R}$$

$$C_x = \frac{0.45 \times 1.5 \times 2.5 \times 1.10}{8}$$

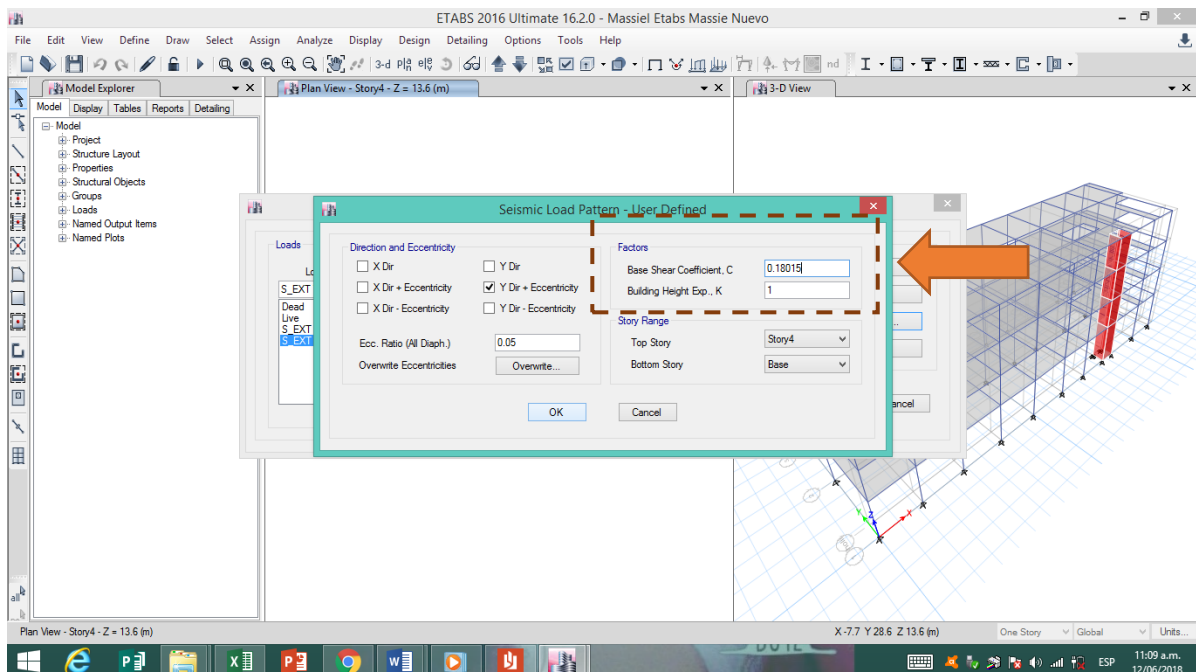
$$C_x = 0.23203125$$

En el eje “Y”

$$C_y = \frac{Z.U.C.S.}{R}$$
$$C_y = \frac{0.45 \times 1.5 \times 1.94099 \times 1.10}{8}$$
$$C_y = 0.18015$$

Una vez corregido el coeficiente “C”, procedemos a retirar el candado y modificamos en el software.

Figura N° 16: Coeficiente “C” corregido en “Y”



Fuente: Etabs 2016.

4.1.14. Exponente por altura del edificio “K”

Por motivos que los periodos naturales de la edificación superan $T = 0.5$ seg. Según lo que establece la norma en el ítem 4.5.3 de E.030 – 2016 se tiene que el factor del exponente por altura “K” se halla de la siguiente manera:

Donde la norma establece:

- c) Para T menor o igual a 0,5 segundos: $k = 1.0$
- d) Para T mayor que 0,5 segundos: $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$.

– En el eje “X”

$$K_X = (0.75 + 0.5T) \leq 2.0$$

$$K_X = (0.75 + 0.5 \times 0.637) \leq 2.0$$

$$K_X = 1.0685 \leq 2.0$$

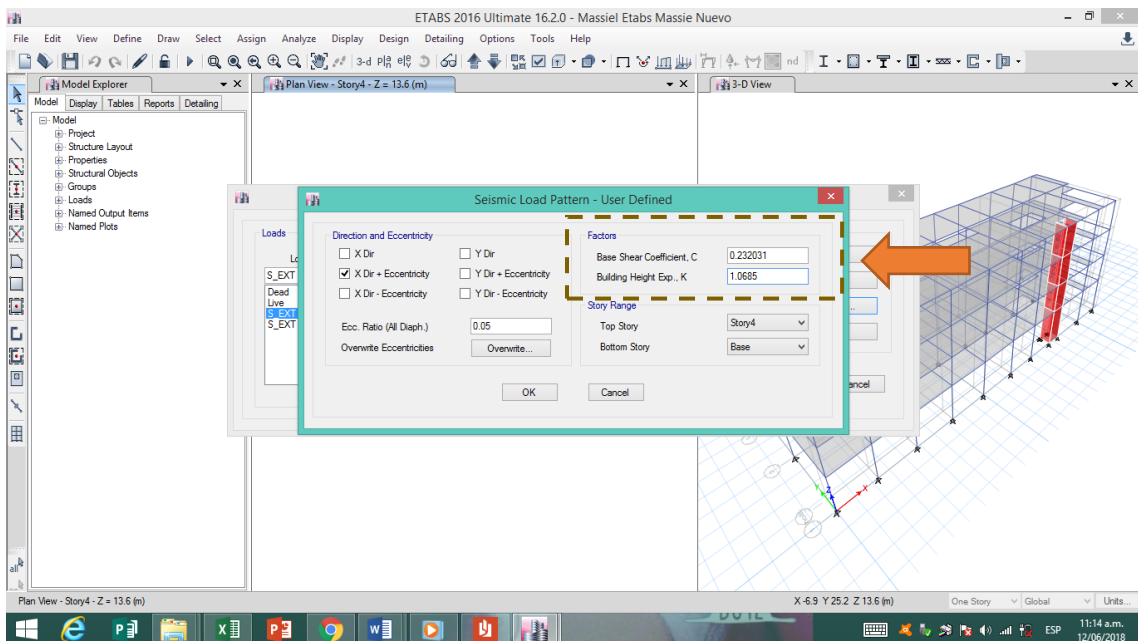
– En el eje “Y”

$$K_Y = (0.75 + 0.5T) \leq 2.0$$

$$K_Y = (0.75 + 0.5 \times 1.288) \leq 2.0$$

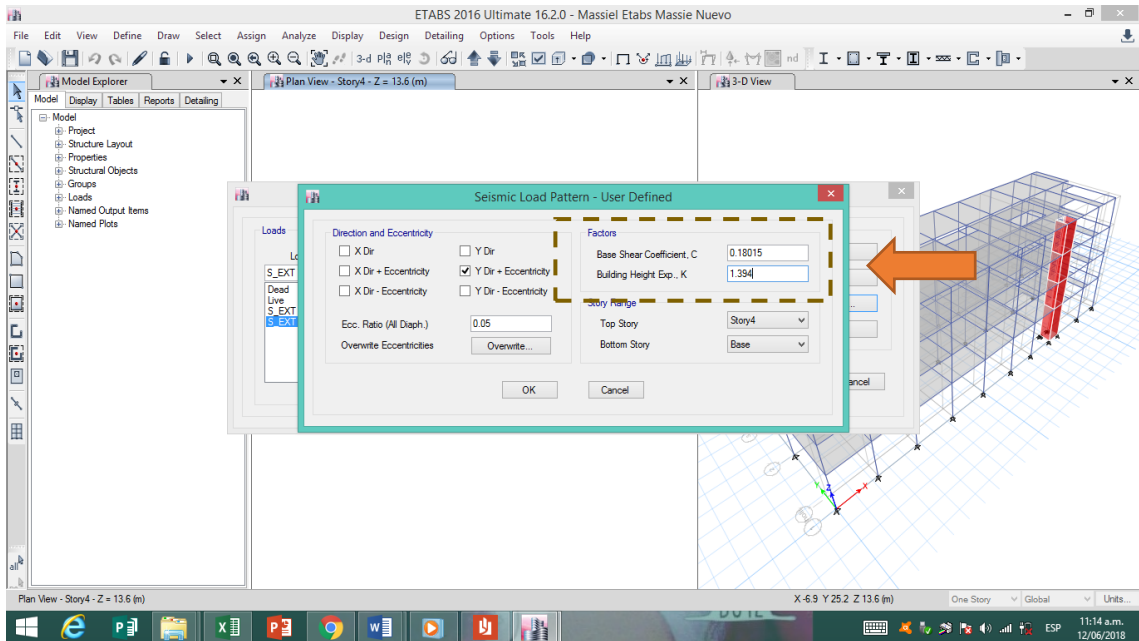
$$K_Y = 1.394 \leq 2.0$$

Figura N° 17: Corrección del coeficiente “K” en “X”



Fuente: Etabs 2016.

Figura N° 18: Corrección del coeficiente “K” en “X”



Fuente: Etabs 2016.

4.1.15. Regularidad estructural

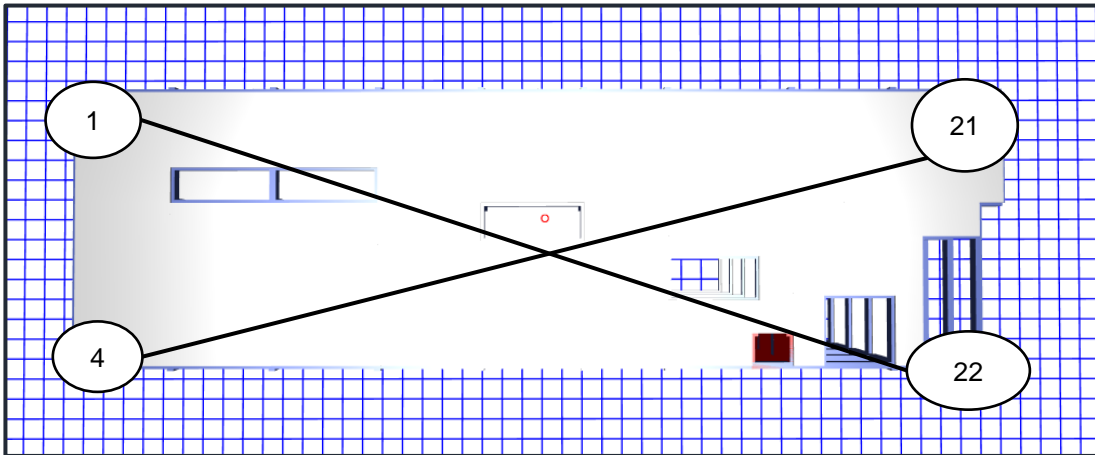
En la presente tesis la edificación se presenta a primera observación como regular. Con el propósito de determinar procedimientos de análisis y el coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas (R). Verificamos si la estructura analizada tiene algún tipo de irregularidad de acuerdo al ítem 3.6. de la norma, con lo siguiente:

A) Irregularidades estructurales en altura

▪ Irregularidad de rigidez – Piso blando

“Se presenta irregularidad por piso blando cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, las derivas es mayor que 1.4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1.25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes” (RNE, 2016, p. 388).

Figura N° 19: Nudos a evaluar en los extremos de análisis de rigidez el sistema.



Fuente: Software Etabs

El análisis calcula los extremos del entrepiso con el promedio de las distorsiones, lo cual serán los joint label 1 vs 22 y 4 vs 21.

Tabla N° 22: JOIN DISPLACEMENTS.

Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	UX (m)	UY (m)
Story4	1	5	S_EXT X	0.061115	0.059273
Story4	1	5	S_EXT Y	0.018006	0.074534
Story4	4	9	S_EXT X	0.035361	0.059273
Story4	4	9	S_EXT Y	-0.000562	0.074534
Story4	21	43	S_EXT X	0.061115	-0.025716
Story4	21	43	S_EXT Y	0.018006	0.013262
Story4	22	45	S_EXT X	0.035361	-0.025716
Story4	22	45	S_EXT Y	-0.000562	0.013262
Story3	1	6	S_EXT X	0.053258	0.059028
Story3	1	6	S_EXT Y	0.018802	0.07088
Story3	4	10	S_EXT X	0.027915	0.059028
Story3	4	10	S_EXT Y	-0.000558	0.07088
Story3	21	44	S_EXT X	0.053258	-0.024602
Story3	21	44	S_EXT Y	0.018802	0.00699
Story3	22	46	S_EXT X	0.027915	-0.024602
Story3	22	46	S_EXT Y	-0.000558	0.00699
Story2	1	63	S_EXT X	0.04298	0.056779
Story2	1	63	S_EXT Y	0.019191	0.064308
Story2	4	141	S_EXT X	0.019055	0.056779
Story2	4	141	S_EXT Y	-0.000379	0.064308
Story2	21	132	S_EXT X	0.04298	-0.022173

Story2	21	132	S_EXT Y	0.019191	-0.000273
Story2	22	138	S_EXT X	0.019055	-0.022173
Story2	22	138	S_EXT Y	-0.000379	-0.000273
Story1	1	64	S_EXT X	0.029697	0.050172
Story1	1	64	S_EXT Y	0.018433	0.054113
Story1	4	142	S_EXT X	0.009176	0.050172
Story1	4	142	S_EXT Y	-0.000265	0.054113
Story1	21	133	S_EXT X	0.029697	-0.017548
Story1	21	133	S_EXT Y	0.018433	-0.00759
Story1	22	139	S_EXT X	0.009176	-0.017548
Story1	22	139	S_EXT Y	-0.000265	-0.00759

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 23: Derivas joint label 1 con sismo estático en X.

			Desplazamiento	h entrepiso	Desplazamiento Relativos	Deriva
Story4	1	S_ESTX	0.061115	3.15	0.007857	0.00249429
Story3	1	S_ESTX	0.053258	3.15	0.010278	0.00326286
Story2	1	S_ESTX	0.04298	3.15	0.013283	0.00421683
Story1	1	S_ESTX	0.029697	4.15	0.029697	0.0071559

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 24: joint label 22 con sismo estático en X.

			Desplazamiento	h entrepiso	Desplazamiento Relativos	Deriva
Story4	22	S_ESTX	0.035361	3.15	0.007446	0.00236381
Story3	22	S_ESTX	0.027915	3.15	0.00886	0.0028127
Story2	22	S_ESTX	0.019055	3.15	0.009879	0.00313619
Story1	22	S_ESTX	0.009176	4.15	0.009176	0.00221108

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 25: Resultados derivas promedio con sismo estático en X para joint 1 y 22.

Deriva X promedio	1.4 Deriva piso superior	Promedio 3 Pisos superiores	1.25 Promedio piso superior
0.00242905			
0.00303778	1.25060446		
0.00367651	1.21026231	0.003047778	
0.00468349	1.27389742		1.536691425

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 26: Derivas joint label 1 con sismo estático en Y.

			Desplazamiento	h entrepiso	Desplazamiento Relativos	Deriva
Story4	1	S_ESTY	0.074534	3.15	0.003654	0.00116
Story3	1	S_ESTY	0.07088	3.15	0.006572	0.00208635
Story2	1	S_ESTY	0.064308	3.15	0.010195	0.00323651
Story1	1	S_ESTY	0.054113	4.15	0.054113	0.01303928

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 27: Derivas joint label 22 con sismo estático en Y.

			Desplazamiento	h entrepiso	Desplazamiento Relativos	Deriva
Story4	22	S_ESTY	0.013262	3.15	0.006272	0.00199111
Story3	22	S_ESTY	0.00699	3.15	0.007263	0.00230571
Story2	22	S_ESTY	-0.000273	3.15	0.007317	0.00232286
Story1	22	S_ESTY	-0.00759	4.15	-0.00759	-0.00182892

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 28: Resultados derivas promedio con sismo estático en Y para joint 1 y 222.

Deriva Y promedio	1.4 Deriva piso superior	Promedio 3 Pisos superiores	1.25 Promedio piso superior
0.00157556			
0.00219603	1.39381423		
0.00277968	1.26577521	0.002183757	
0.00560518	2.01648233		2.566760731

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 29: Derivas joint label 4 con sismo estático en X.

			Desplazamiento	h entrepiso	Desplazamiento Relativos	Deriva
Story4	4	S_ESTX	0.035361	3.15	0.007446	0.00236381
Story3	4	S_ESTX	0.027915	3.15	0.00886	0.0028127
Story2	4	S_ESTX	0.019055	3.15	0.009879	0.00313619
Story1	4	S_ESTX	0.009176	4.15	0.009176	0.00221108

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 30: Derivas joint label 21 con sismo estático en X.

			Desplazamiento	h entrepiso	Desplazamiento Relativos	Deriva
Story4	21	S_ESTX	0.061115	3.15	0.007857	0.00249429
Story3	21	S_ESTX	0.053258	3.15	0.010278	0.00326286
Story2	21	S_ESTX	0.04298	3.15	0.013283	0.00421683
Story1	21	S_ESTX	0.029697	4.15	0.029697	0.0071559

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 31: Resultados derivas promedio con sismo estático en X para joint 4 y 21.

Deriva X promedio	1.4 Deriva piso superior	Promedio 3 Pisos superiores	1.25 Promedio piso superior
0.00242905			
0.00303778	1.25060446		
0.00367651	1.21026231	0.003047778	
0.00468349	1.27389742		1.536691425

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 32: Derivas joint label 4 con sismo estático en Y.

			Desplazamiento	h entrepiso	Desplazamiento Relativos	Deriva
Story4	4	S_ESTY	0.074534	3.15	0.003654	0.00116
Story3	4	S_ESTY	0.07088	3.15	0.006572	0.00208635
Story2	4	S_ESTY	0.064308	3.15	0.010195	0.00323651
Story1	4	S_ESTY	0.054113	4.15	0.054113	0.01303928

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 33: Derivas joint label 21 con sismo estático en Y.

			Desplazamiento	h entrepiso	Desplazamiento Relativos	Deriva
Story4	21	S_ESTY	0.013262	3.15	0.006272	0.00199111
Story3	21	S_ESTY	0.00699	3.15	0.007263	0.00230571
Story2	21	S_ESTY	-0.000273	3.15	0.007317	0.00232286
Story1	21	S_ESTY	-0.00759	4.15	-0.00759	-0.00182892

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 34: Resultados derivas promedio con sismo estático en Y para joint 4 y 21.

Deriva Y promedio	1.4 Deriva piso superior	Promedio 3 Pisos superiores	1.25 Promedio piso superior
0.00157556			
0.00219603	1.39381423		
0.00277968	1.26577521	0.002183757	
0.00560518	2.01648233		2.566760731

Fuente: Elaboración propia.

De los cuadros predecesores calculados de acuerdo a la norma E.030 con los promedios extremos, se determinó que existe irregularidad de rigidez por piso blando, por lo cual se le otorga un coeficiente de 0.75.

- Irregularidad de resistencia – por piso débil

“Existe irregularidad de piso débil cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a las fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior”. (E-030, 2016, p. 388).

Tabla N° 35: Control de cortantes en X para irregularidad de piso débil.

		VX	80% Vx	%
PISO 4	-103.5344	103.5344	82.82752	37.99%
PISO 3	-218.0469	218.0469	174.43752	58.93%
PISO 2	-295.9877	295.9877	236.79016	69.77%
PISO 1	-339.4042	339.4042	271.52336	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 36: Control de cortantes en X para irregularidad de piso débil.

		VY	80% Vy	%
PISO 4	-90.4034	90.4034	72.32272	39.70%
PISO 3	-182.175	182.175	145.74	61.30%
PISO 2	-237.7538	237.7538	190.20304	72.18%
PISO 1	-263.5148	263.5148	210.81184	

Fuente: Elaboración propia.

Como observamos en las tablas anteriores, ninguna fuerza cortante en ambos ejes de análisis es inferior al 80% de las mismas en el entrepiso inmediato superior, de tal forma que no existe irregularidad por piso débil.

▪ Irregularidad extrema de rigidez

“Se presenta irregularidad extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la deriva es mayor que 1.6 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1.4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes” (RNE, 2016, pág. 388).

El análisis calcula los extremos del entrepiso con el promedio de las distorsiones, lo cual serán los joint label 1 vs 22 y 4 vs 21.

Tabla N° 37: Resultados derivas promedio con sismo estático en X para joint 1 y 22.

Deriva X promedio	1.6 Deriva piso superior	Promedio 3 Pisos superiores	1.4 Promedio piso superior
0.00242905			
0.00303778	1.250604457		
0.00367651	1.210262305	0.003047778	
0.00468349	1.27389742		1.536691425

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 38: Resultados derivas promedio con sismo estático en Y para joint 1 y 22.

Deriva Y promedio	1.6 Deriva piso superior	Promedio 3 Pisos superiores	1.4 Promedio piso superior
0.00157556			
0.00219603	1.393814225		
0.00277968	1.265775208	0.002183757	
0.00560518	2.01648233		2.566760731

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 39: Resultados derivas promedio con sismo estático en X para joint 4 y 21.

Deriva X promedio	1.6 Deriva piso superior	Promedio 3 Pisos superiores	1.4 Promedio piso superior
0.00242905			
0.00303778	1.250604457		
0.00367651	1.210262305	0.003047778	
0.00468349	1.27389742		1.536691425

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 40: Resultados derivas promedio con sismo estático en Y para joint 4 y 21.

Deriva Y promedio	1.6 Deriva piso superior	Promedio 3 Pisos superiores	1.4 Promedio piso superior
0.00157556			
0.00219603	1.393814225		
0.00277968	1.265775208	0.002183757	
0.00560518	2.01648233		2.566760731

Fuente: Elaboración propia.

De los cuadros predecesores calculados de acuerdo a la norma E.030 del RNE en el ítem 3.6. con los promedios extremos, se determinó que existe irregularidad extrema de rigidez, por lo cual se le otorga el coeficiente de 0.50.

- Irregularidad extrema de resistencia

“Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a las fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior”. (RNE, 2016, pág. 388).

Tabla N° 41: Control de cortantes en X para irregularidad de piso débil.

		VX	65% Vx	%
PISO 4	-103.5344	103.5344	67.29736	30.86%
PISO 3	-218.0469	218.0469	141.730485	47.88%
PISO 2	-295.9877	295.9877	192.392005	56.69%
PISO 1	-339.4042	339.4042	220.61273	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 42: Control de cortantes en X para irregularidad de piso débil.

		VY	65% Vy	%
PISO 4	-90.4034	90.4034	58.76221	32.26%
PISO 3	-182.175	182.175	118.41375	49.81%
PISO 2	-237.7538	237.7538	154.53997	58.65%
PISO 1	-263.5148	263.5148	171.28462	

Fuente: Elaboración propia.

El reglamento nos dice, por ejemplo la cortante del piso 3 debe ser menor al 65 % de la corte del piso inmediato superior. Como observamos, ninguna fuerza cortante en ambos ejes de análisis es inferior al 65% de las mismas en el entrepiso inmediato superior, por lo tanto no existe irregularidad extrema de resistencia.

- Irregularidad de masa o peso

“Se considera irregularidad de masas en una estructura cuando, la masa del primer nivel es mayor a 1.5 veces la masa de un nivel adyacente”. (RNE, 2016, pág. 388).

Tabla N° 43: Control de irregularidad de masas del sistema.

Story	Diaphragm	Mass XY tonf-s ² /m	1.5M	
Story1	D1	39.5357	59.30355	
Story2	D2	38.79009	58.185135	67.95%
Story3	D3	38.84789	58.271835	66.57%
Story4	D4	26.8192	40.2288	96.57%

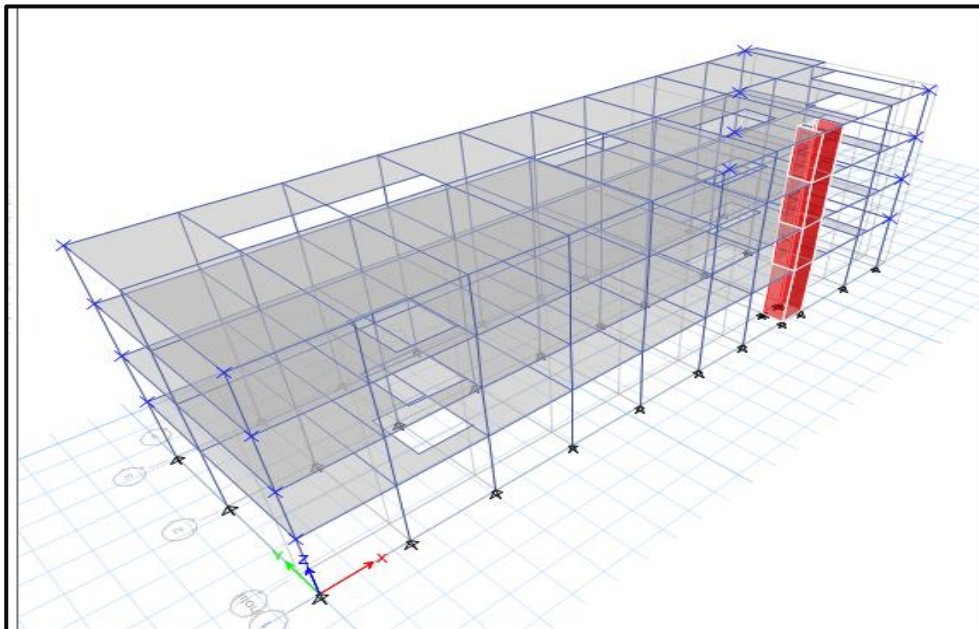
Fuente: Elaboración propia.

No existe irregularidad de masas o peso sísmico en ambos ejes, no otorgándosele coeficiente alguno.

- Irregularidad geométrica vertical

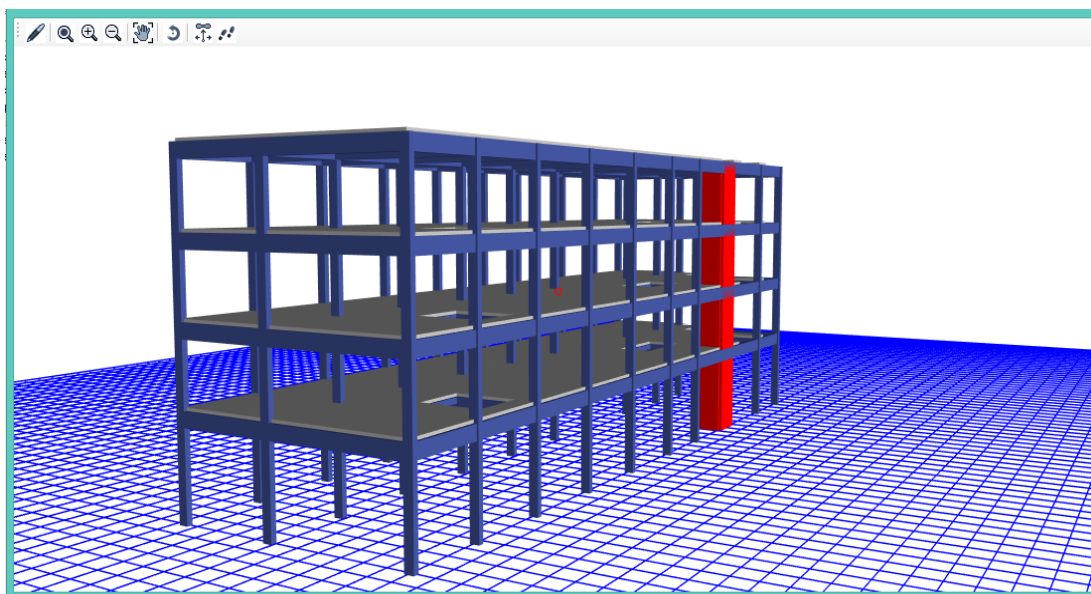
“Existe irregularidad geométrica vertical cuando en cualquiera de las direcciones de análisis de la estructura, la dimensión en planta del edificio resistente a cargas laterales es mayor que 1.3 la correspondiente del nivel superior”. (RNE, 2016, pág. 388).

Figura N° 20: Vista 3D de la estructura aporticada.



Fuente: Etabs 2016.

Figura N° 21: Edificio sistema aporticado en vista diagonal.



Fuente: Etabs 2016.

Observamos que los diafragmas en planta en todos los pisos para ambos ejes, se mantiene de manera constante hasta el nivel 4, por lo cual no logra sobrepasar el 30% de la dimensión en planta del piso inmediatamente superior, entonces no existe irregularidad geométrica vertical.

- Discontinuidad de los sistemas resistentes

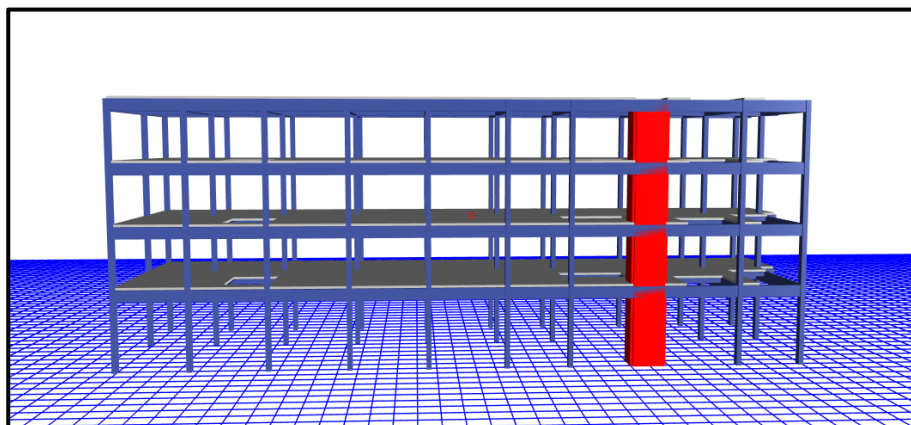
“Se considera este tipo de irregularidad cuando en altura cuando existe desalineamiento de los elementos que soportan fuerzas de corte, superando el 10%” (E/030, 2016, p. 388).

- Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes

“Se considera este tipo de irregularidad en altura cuando existe desalineamiento de los elementos que soportan fuerzas de corte, superando el 25%” (E/030, 2016, p. 388).

Observamos en la imagen que no existe ningún tipo de desalineamiento, para lo cual se descarta este tipo de irregularidad.

Figura N° 22: Vista lateral de las columnas en los diferentes niveles.



Fuente: Etabs 2016.

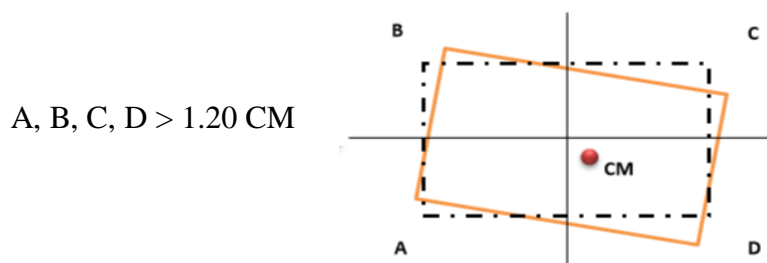
B) Irregularidades estructurales en planta

▪ Irregularidad torsional

Consideramos a la estructura con irregularidad torsional cuando en cualquiera de las direcciones de análisis el desplazamiento máximo de entrepiso en un extremo del edificio es mayor que 1.2 veces el desplazamiento en el centro de masa.

Este criterio sólo se aplica a edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de un entrepiso es mayor que el 50% del desplazamiento permisible para el concreto armado (0.007) (E-030, 216, p. 388).

Figura N° 23: Idealización de torsión de estructura en planta.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 44: Diaphragm Center of Mass Displacements - Análisis Estático en X.

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX (m)	UY (m)
Story4	D4	S_EXT X	0.048649	0.017269
Story3	D3	S_EXT X	0.04139	0.018221
Story2	D2	S_EXT X	0.031933	0.018401
Story1	D1	S_EXT X	0.020118	0.017298

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 45: Control de irregularidad torsional con sismo estático en X.

			Desplazamiento	D. relativos	h entrepiso	Deriva	50% Deriva Máxima
Story4	D4	S Estático X	0.048649	0.007259	3.15	0.00230444	0.0035
Story3	D3	S Estático X	0.04139	0.009457	3.15	0.00300222	0.0035
Story2	D2	S Estático X	0.031933	0.011815	3.15	0.00375079	0.0035
Story1	D1	S Estático X	0.020118	0.020118	4.15	0.00484771	0.0035

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 46: Diaphragm Center of Mass Displacements - Análisis Estático en Y.

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX (m)	UY (m)
Story4	D4	S_EXT Y	0.009018	0.044252
Story3	D3	S_EXT Y	0.009736	0.039705
Story2	D2	S_EXT Y	0.010154	0.032916
Story1	D1	S_EXT Y	0.009704	0.02416

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 47: Control de irregularidad torsional con sismo estático en Y.

			Desplazamiento	D. relativos	h entrepiso	Deriva	50% Deriva Máxima
Story4	D4	S Estático Y	0.044252	0.004547	3.15	0.00144349	0.0035
Story3	D3	S Estático Y	0.039705	0.006789	3.15	0.00215524	0.0035
Story2	D2	S Estático Y	0.032916	0.008756	3.15	0.00277968	0.0035
Story1	D1	S Estático Y	0.02416	0.024160	4.15	0.00582169	0.0035

Fuente: Elaboración propia

Interpretación:

De las tablas anteriores se observa que en la Tabla 45 en el primer y segundo nivel de las direcciones ortogonales en "X" de análisis y de la Tabla 47 en el primer nivel la deriva del centro de masa supera el 50% de la deriva máxima de 0.007 para edificaciones de concreto armado, por lo tanto calcularemos irregularidades en centro de masas.

Tabla N° 48: Desplazamiento y desplazamientos relativos en el nudo 1 en "X" y "Y"

			Desplazamiento	D. Relativos
1	D4	S Estático X	0.061115	0.007857
1	D3	S Estático X	0.053258	0.010278
1	D2	S Estático X	0.04298	0.013283
1	D1	S Estático X	0.029697	0.029697
1	D4	S Estático Y	0.074534	0.003654
1	D3	S Estático Y	0.07088	0.006572
1	D2	S Estático Y	0.064308	0.010195
1	D1	S Estático Y	0.054113	0.054113

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 49: Desplazamiento y desplazamientos relativos en el nudo 22 en "X" y "Y"

			Desplazamiento	D. Relativos
22	D4	S Estático X	0.035361	0.007446
22	D3	S Estático X	0.027915	0.00886
22	D2	S Estático X	0.019055	0.009879
22	D1	S Estático X	0.009176	0.009176
22	D4	S Estático Y	0.013262	0.006272
22	D3	S Estático Y	0.00699	0.007263
22	D2	S Estático Y	-0.000273	0.007317
22	D1	S Estático Y	-0.00759	-0.00759

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 50: Desplazamiento y desplazamientos relativos en el nudo 4 en “X” y “Y”

			Desplazamiento	D. Relativos
4	19	S Estático X	0.035361	0.007446
4	18	S Estático X	0.027915	0.00886
4	20	S Estático X	0.019055	0.009879
4	17	S Estático X	0.009176	0.009176
4	19	S Estático Y	0.074534	0.003654
4	18	S Estático Y	0.07088	0.006572
4	20	S Estático Y	0.064308	0.010195
4	17	S Estático Y	0.054113	0.054113

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 51: Desplazamiento y desplazamientos relativos en el nudo 4 en “X” y “Y”

			Desplazamiento	D. Relativos
21	149	S Estático X	0.061115	0.007857
21	148	S Estático X	0.053258	0.010278
21	150	S Estático X	0.04298	0.013283
21	147	S Estático X	0.029697	0.029697
21	149	S Estático Y	0.013262	0.006272
21	148	S Estático Y	0.00699	0.007263
21	150	S Estático Y	-0.000273	0.007317
21	147	S Estático Y	-0.00759	-0.00759

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 52: Cálculos del desplazamiento de entepiso entre el desplazamiento de centro de masas en “X”

1	22	4	30
1.08	1.03	1.03	1.08
1.09	0.94	0.94	1.09
1.12	0.84	0.84	1.12
1.18	0.46	0.46	1.18

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 53: Cálculos del desplazamiento de entepiso entre el desplazamiento de centro de masas en "X"

1	22	4	30
0.80	1.38	0.80	1.18
0.97	1.07	0.97	1.07
1.16	0.84	1.16	0.84
1.14	0.31	1.14	0.31

Fuente: Elaboración propia.

De las tablas anteriores se observa que en la Tabla 52 y 53 según la norma no es mayor al 1.2 veces el desplazamiento relativo del centro de masa. Por lo tanto no existe irregularidad torsional.

- Irregularidad torsional extrema

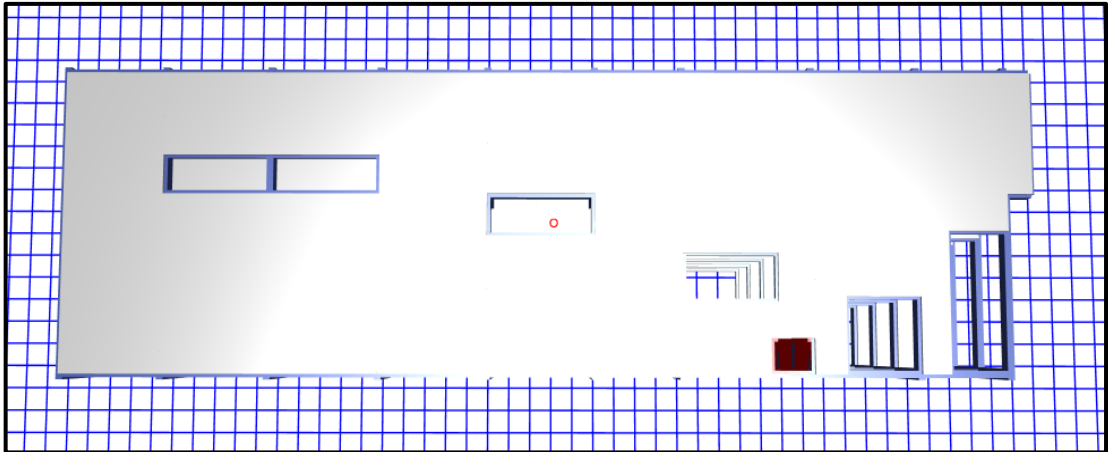
Esta irregularidad tiene el mismo procedimiento de calculo que la irregularidad torsional simple, con la diferencia de que el valor a superar será de 1.5 veces el desplazamiento en el centro de masa. Por lo tanto de lo cálculos anteriores se deduce por obvias razones que no existe la presente irregularidad.

- Irregularidad por esquinas entrantes

“La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta” (E-030, 2016, p. 388).

En la estructura el edificio no presenta irregularidad por esquinas entrantes debido a que en ninguna dirección en análisis es mayor al 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.

Figura N° 24: Vista en planta de la edificación en análisis.

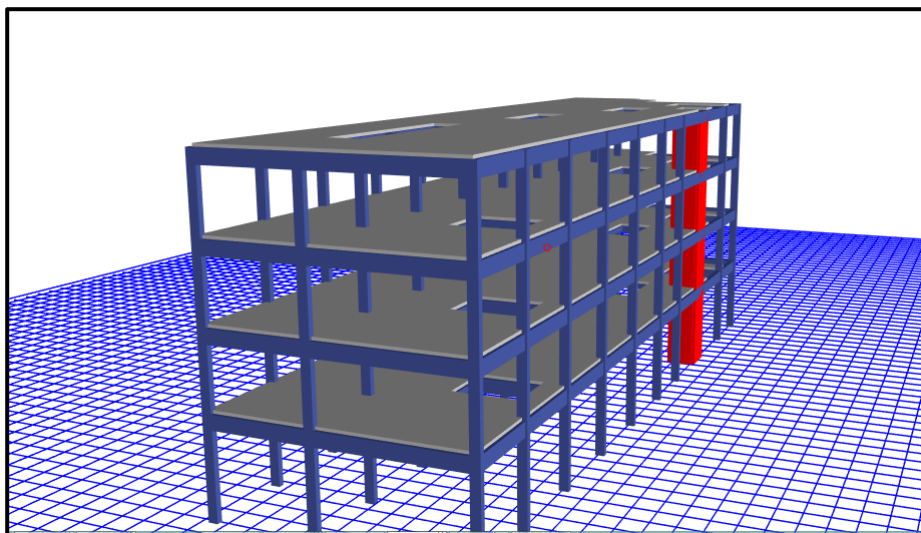


Fuente: Etabs 2016.

- Irregularidad por discontinuidad en el diafragma

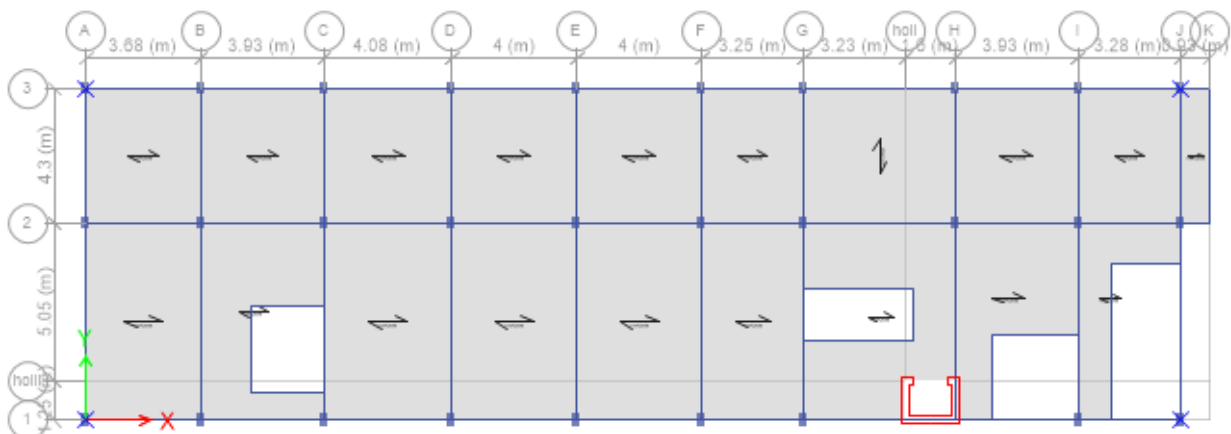
“La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que el 50% del área bruta del diafragma” (E-030, 2016, p. 388).

Figura N° 25: Vista lateral de la estructura en planta.



Fuente: Etabs 2016.

Figura N° 26: Vista en planta del primer al tercer nivel.



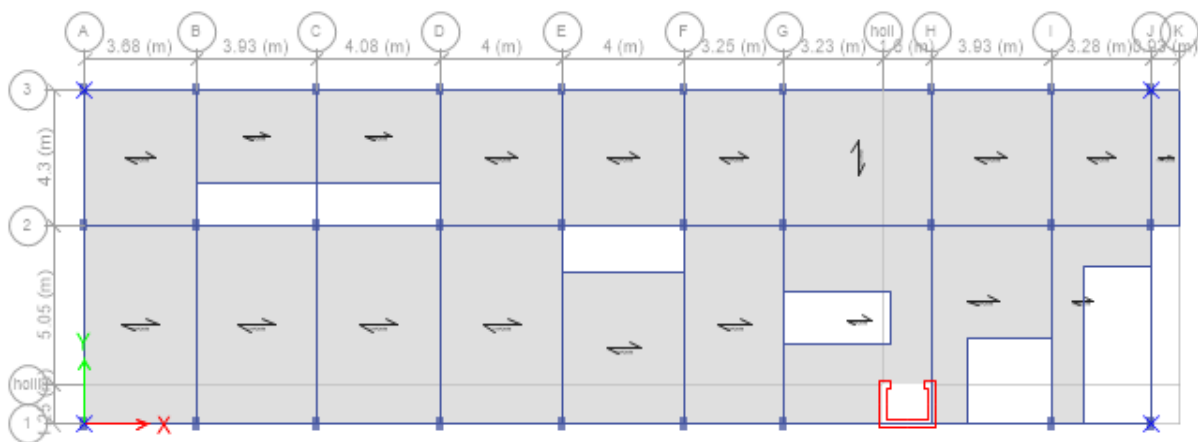
Fuente: Etabs 2016.

$Ahueca < 50\% \text{ Adiafragma bruta}$

$$25.3208 \text{ m}^2 < 50\% \text{ } 368.52 \text{ m}^2$$

$$25.3208 \text{ m}^2 < 184.26 \text{ m}^2$$

Figura N° 27: Vista en planta del cuarto nivel.



Fuente: Etabs 2016.

$Ahueca < 50\% \text{ Adiafragma bruta}$

$$32.2607 \text{ m}^2 < 50\% \text{ } 368.52 \text{ m}^2$$

$$32.2607 \text{ m}^2 < 184.26 \text{ m}^2$$

Obtuvimos que el área hueca es menor al 50% del área total del diafragma, entonces se considera que no existe irregularidad por discontinuidad del diafragma.

- Sistemas no paralelos

La presente edificación en cualquiera de las direcciones de análisis, todos sus elementos de corte son totalmente paralelos, descartando la presente irregularidad.

Interpretación:

- Después de haber realizado el control de la regularidad estructural, se determinó que la estructura para uso de una clínica es una estructura irregular, presentando la irregularidad de piso blando con un coeficiente de 0.75 e irregularidad extrema rigidez con un coeficiente de 0.50.
- No presenta ninguna irregularidad en planta.
- La norma en el ítem 3.6. dicta que de determinarse dos clases de irregularidades del mismo tipo se deberá tomar para cada factor el de menor valor entre ambos.
- Finalmente se tomará ambos coeficientes determinados que afecten al factor básico de reducción sísmica, para el caso de irregulares de altura se tomará el menor coeficiente que será 0.50, teniendo lo siguiente:

$$I_a = 0.50$$

$$I_p = 1.00$$

- El coeficiente básico de reducción sísmica R_0 , el cual en un inicio se tomó con el valor de 8 en el eje X e Y se multiplicara por los coeficientes de irregularidad, por lo tanto el coeficiente definitivo de reducción de las fuerzas sísmicas en las dos direcciones de análisis será:

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

$$R = 8 \times 0.50 \times 1$$

$$R = 4$$

4.1.16. Cálculo del coeficiente “C” corregido

Se determina de la siguiente manera:

En el eje “X”

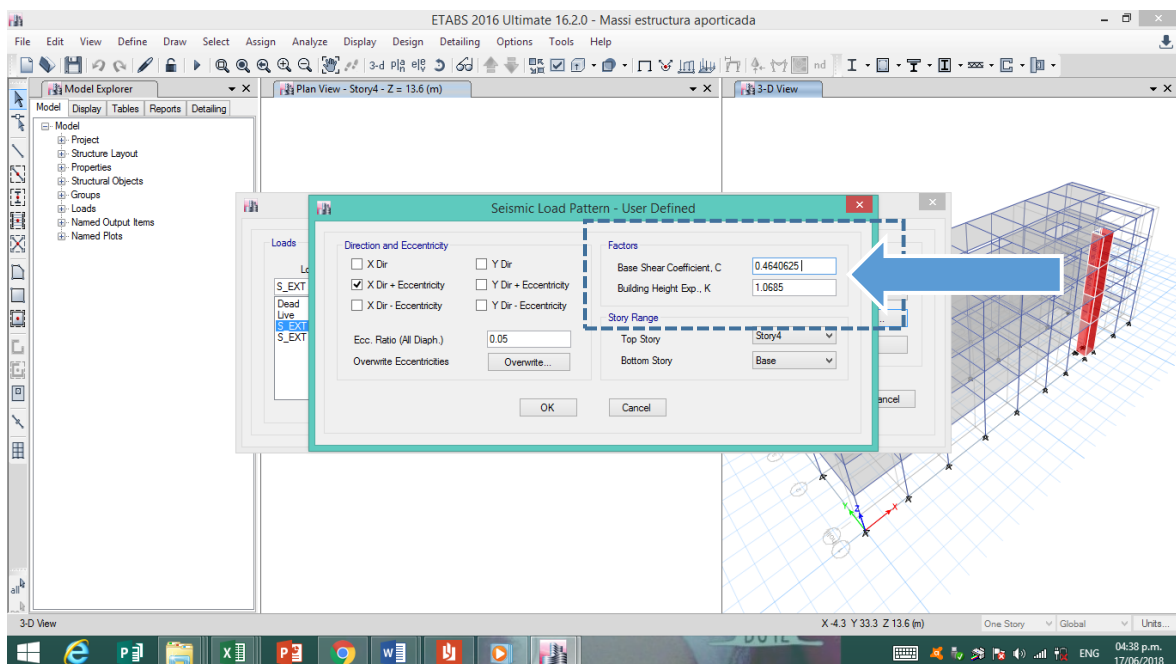
$$C_x = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R}$$
$$C_x = \frac{0.45 \times 1.5 \times 2.5 \times 1.10}{4}$$
$$C_x = 0.4640625$$

En el eje “Y”

$$C_y = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R}$$
$$C_y = \frac{0.45 \times 1.5 \times 1.94099 \times 1.10}{4}$$
$$C_y = 0.3602962$$

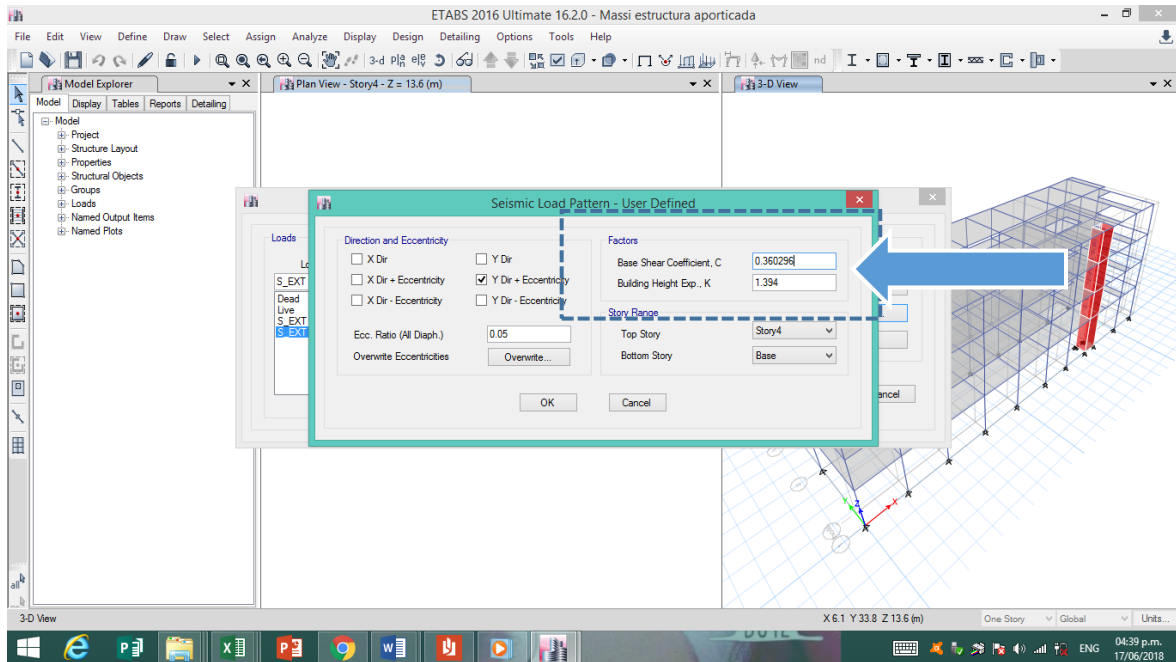
Una vez corregido el coeficiente “C”, procedemos a retirar el candado y modificamos en el software.

Figura N° 28: Corrección de coeficiente C en el eje “X”.



Fuente: Etabs 2016.

Figura N° 29: Corrección de coeficiente C en el eje “Y”.



Fuente: Etabs 2016.

4.1.17. Fuerza cortante basal corregida

La fuerza cortante basal de la edificación para la estructura se determinará con lo siguiente:

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

Dónde:

V = Cortante basal

Z = Zona

U = Categoría de la edificación

C = Coeficiente de amplificación sísmica

S = Factor del suelo

R = Coeficiente de reducción sísmica

P = Peso sísmico de la estructura

Tabla N° 54: Valores Z.U.C.S. para análisis de la fuerza cortante en el sistema.

Z	0.45
U	1.5
C en X	2.5
C en Y	1.94099
S	1.10
R _{xy}	4
P	1462.752108 Tn

Fuente: Elaboración propia

Para “x”

$$V_x = \frac{0.45 \times 1.5 \times 2.5 \times 1.10}{4} \times 1462.75 = 678.8084 \text{ Tn}$$

Para “y”

$$V_y = \frac{0.45 \times 1.5 \times 1.94099 \times 1.10}{4} \times 1462.75 = 527.024 \text{ Tn}$$

Se corrobora con el software Etabs

Tabla N° 55: Coeficiente real de fuerza cortante en el sistema.

Load Case/Combo	VX tonf	VY tonf	MX tonf-m	MY tonf-m
S_EXT X	-678.8084	0	0	-6707.7394
S_EXT Y	0	-527.024	5402.2081	0

Fuente: Etabs 2016.

Interpretación:

Determinamos que la estructura presenta irregularidad en altura, asignándole un coeficiente de 0.50 y de la unidad para la irregularidad en planta.

Al corroborar, es necesario volver a calcular, hasta ahora hemos cumplimos con la primera finalidad del análisis estático, determinar las irregularidades de la estructura analizada.

4.1.18. Distribución de la fuerza en altura

La fuerza sísmica dada en la base, también denominada cortante basal, actuara en todos los niveles del entrepiso de la edificación, la cual a continuación se procede a calcular dichas fuerzas y su distribución actuando en el centro de masas finales.

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

El periodo natural obtenido es menor a los 0.5 segundos por lo tanto el exponente “k” se calcula de la siguiente manera:

$$T_x = 0.637 \text{ segundos.}$$

$$T_y = 1.288 \text{ segundos.}$$

$K = 1.0$	$T \leq 0.5 \text{ Segundos}$
$K = (0.75 + 0.5T) \leq 2.0$	$T \geq 0.5 \text{ Segundos}$

Distribución de la cortante en el eje “X”

$$K = (0.75 + 0.5T) \leq 2.0$$

$$K = (0.75 + 0.5 \times 0.637) \leq 2.0$$

$$K = 1.0685 \leq 2.0$$

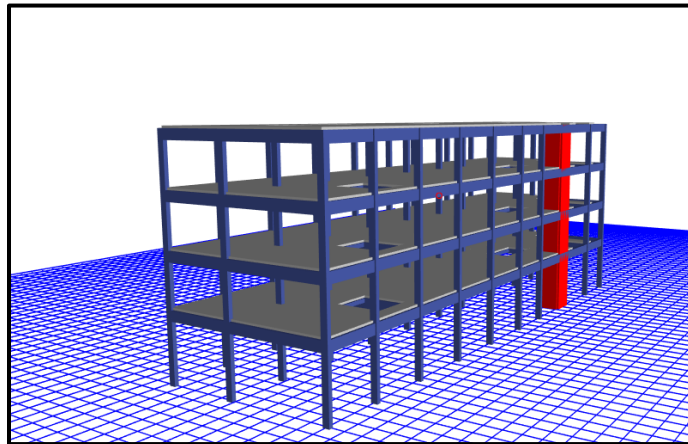
Distribución de la cortante en el eje “Y”

$$K = (0.75 + 0.5T) \leq 2.0$$

$$K = (0.75 + 0.5 \times 1.288) \leq 2.0$$

$$K = 1.394 \leq 2.0$$

Figura N° 30: Vista lateral de la estructura.



Fuente: Etabs 2016.

Hallando α_i

Tabla N° 56: Diagrama de masas y peso en el eje "X"

Story	Diaphragm	Mass X tonf-s ² /m	Peso X tonf
Story1	D1	39.5357	387.845217
Story2	D2	38.79009	380.530783
Story3	D3	38.84789	381.097801
Story4	D4	26.8192	263.096352

Fuente: Etabs 2016.

Tabla N° 57: Tabla de los cálculos de α_i en el eje "X".

Piso	Altura de (h _i) m	Peso (P _i) Tn	k	α_i
4	13.60	263.096352	1.06850	0.30752
3	10.45	381.097801	1.06850	0.33616
2	7.30	380.530783	1.06850	0.22879
1	4.15	387.845217	1.06850	0.12753
				1.00

Fuente: Etabs 2016.

Tabla N° 58: Diagrama de masas y peso en el eje "Y"

Story	Diaphragm	Mass Y tonf-s ² /m	Peso Y tonf
Story1	D1	39.5357	387.845217
Story2	D2	38.79009	380.530783
Story3	D3	38.84789	381.097801
Story4	D4	26.8192	263.096352

Fuente: Etabs 2016.

Tabla N° 59: Tabla de los cálculos de α_i en el eje "Y".

Piso	Altura de (hi) m	Peso (Pi) Tn	k	α_i
4	13.60	263.096352	1.39400	0.34571
3	10.45	381.097801	1.39400	0.34683
2	7.30	380.530783	1.39400	0.21004
1	4.15	387.845217	1.39400	0.09742
				1.00

Fuente: Etabs 2016.

Hallando F_i

Tabla N° 60: Cortantes en los niveles en el eje "X".

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf
Story4	S_EXT X	Bottom	0	-207.0688	0
Story3	S_EXT X	Bottom	0	-436.0938	0
Story2	S_EXT X	Bottom	0	-591.9754	0
Story1	S_EXT X	Bottom	0	-678.8084	0

Fuente: Etabs 2016.

Tabla N° 61: Cortantes en los niveles en el eje "Y".

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf
Story4	S_EXT Y	Bottom	0	0	-180.8048
Story3	S_EXT Y	Bottom	0	0	-364.3461
Story2	S_EXT Y	Bottom	0	0	-475.5026
Story1	S_EXT Y	Bottom	0	0	-527.024

Fuente: Etabs 2016.

Tabla N° 62: Fuerzas de cortes distribuidos en el eje "X"

Nivel	α	V (Tn)	Fx
Story4	0.404	207.069	83.635
Story3	0.302	436.094	131.649
Story2	0.212	591.975	125.538
Story1	0.082	678.808	55.766
	1.00	1913.946	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 63: Fuerzas de cortes distribuidos en el eje "Y"

Nivel	α	V (Tn)	Fy
Story4	0.404	147.422	59.544
Story3	0.302	314.916	95.068
Story2	0.212	431.291	91.463
Story1	0.082	499.242	41.014
	1.00	1392.872	

Fuente: Elaboración propia.

4.1.19. Desplazamientos laterales y control de derivas

La norma E.030 nos indica en su capítulo 5, ítem 5.1. que para estructuras regulares, estos desplazamientos elásticos serán multiplicado por 0.75 R los resultados obtenido del análisis lineal y elásticos con las solicitaciones sísmicas reducidas. Cabe indicar que se calculará las derivas en un análisis estático solo para fines comparativos.

Tabla N° 64: Desplazamientos inelásticos sismo estático sistema aporticado en el eje "X".

		Desplazamiento	h entrepiso	D. Rel	ELÁSTICOS	INELÁSTICOS	E 030
					Deriva X	Deriv x R	
Story4	S_ESTX	0.097298	3.15	0.014517	0.004608571	0.018434286	NO CUMPLO
Story3	S_ESTX	0.082781	3.15	0.018915	0.006004762	0.027021429	NO CUMPLO
Story2	S_ESTX	0.063866	3.15	0.023631	0.007501905	0.033758571	NO CUMPLO
Story1	S_ESTX	0.040235	4.15	0.040235	0.009695181	0.043628313	NO CUMPLO

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 65: Desplazamientos inelásticos sismo estático sistema aporticado en el eje “Y”.

					ELÁSTICOS	INELÁSTICOS	
		Desplazamiento	h entrepiso	D. Rel	Deriva X	Deriv x R	E 030
Story4	S_ESTY	0.088502	3.15	0.009094	0.002886984	0.011547937	NO CUMPLO
Story3	S_ESTY	0.079408	3.15	0.013577	0.004310159	0.017240635	NO CUMPLO
Story2	S_ESTY	0.065831	3.15	0.017512	0.005559365	0.02223746	NO CUMPLO
Story1	S_ESTY	0.048319	4.15	0.048319	0.011643133	0.04657253	NO CUMPLO

Fuente: Elaboración propia.

4.1.20. Análisis de resultados

Del cuadro anterior observamos que las derivas por entrepiso no cumplen en ninguno de sus ejes, con irregularidades que la norma E.30 no me permite, por el cual no puede ser empleado este modelo para el diseño.

4.2. Análisis sísmico dinámico

Procedemos a realizar un análisis sísmico estructural con el modelamiento sísmico, en el que incluiremos la combinación modal – espectral, para que determine las frecuencias, fuerza excitadora externa llamada espectro de respuesta, conformado por las aceleraciones vs periodo.

4.2.1. Aceleración espectral

Analizamos la edificación empleando un espectro de pseudo – aceleración definido con lo siguiente:

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

Dónde:

Z = Zona 4 (0.45)

U = Categoría esencial A2 (1.5)

C = Coeficiente de amplificación sísmica definido en el posterior ítem

S = Factor del tipo de suelo S3 (1.10)

R = Coeficiente de reducción sísmica en estructura de pórticos en XY.

G = Aceleración de la gravedad 9.81 m/s²

4.2.2. Espectro de respuesta

Tabla N° 66: Datos A ingresar para el espectro.

DATOS	FACTORES	DATOS	DIR X-X	DIR Y-Y
Z	0.45	R _o	8	8
U	1.50	I _a	0.50	0.50
S	1.10	I _p	1.00	1.00
T _P	1.00	R	4	4
T _L	1.60			

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 67: Valores del espectro – aceleración.

T	C	ZUCS/R
0	2.5	0.4640625
0.02	2.5	0.4640625
0.04	2.5	0.4640625
0.06	2.5	0.4640625
0.08	2.5	0.4640625
0.1	2.5	0.4640625
0.12	2.5	0.4640625
0.14	2.5	0.4640625
0.16	2.5	0.4640625
0.18	2.5	0.4640625
0.2	2.5	0.4640625
0.25	2.5	0.4640625
0.3	2.5	0.4640625
0.35	2.5	0.4640625
0.4	2.5	0.4640625
0.45	2.5	0.4640625
0.5	2.5	0.4640625
0.55	2.5	0.4640625
0.6	2.5	0.4640625
0.65	2.5	0.4640625
0.7	2.5	0.4640625
0.75	2.5	0.4640625
0.8	2.5	0.4640625
0.85	2.5	0.4640625
0.9	2.5	0.4640625
0.95	2.5	0.4640625
1	2.5	0.4640625
1.6	1.5625	0.29003906
2	1	0.185625
2.5	0.64	0.1188
3	0.444444	0.0825
4	0.25	0.04640625
5	0.16	0.0297
6	0.111111	0.020625
7	0.081633	0.01515306
8	0.0625	0.01160156
9	0.049383	0.00916667
10	0.04	0.007425

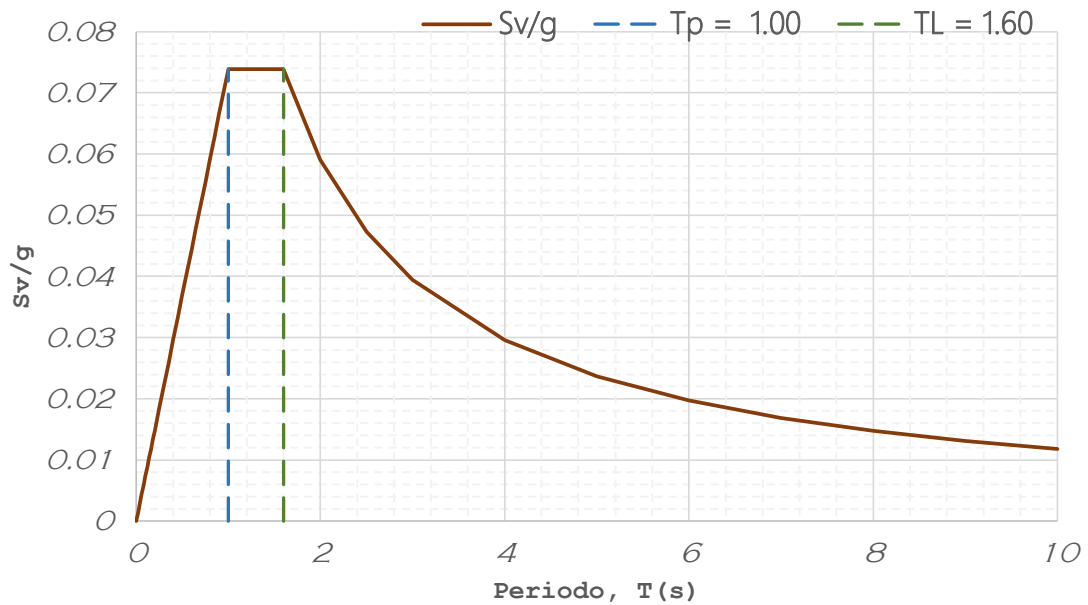
Fuente: Elaboración propia.

Gráfico N° 1: Espectro de respuesta para XY



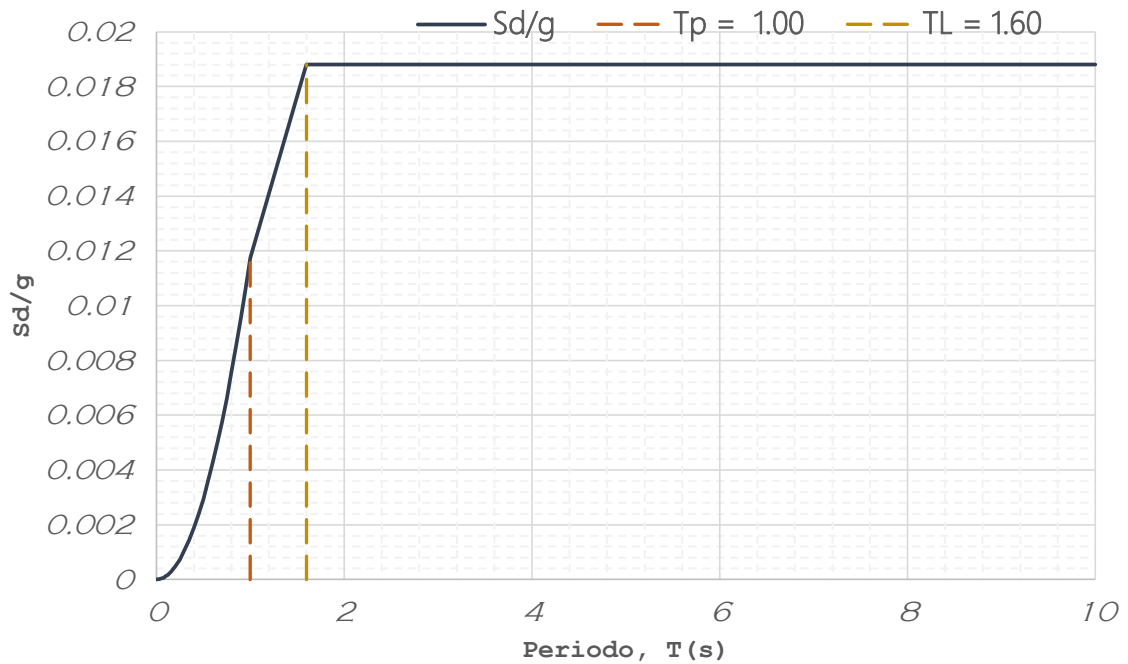
Fuente: Elaboración propia.

Gráfico N° 2: Espectro de velocidades para X y Y



Fuente: Elaboración propia.

Gráfico N° 3: Espectro de aceleraciones para X y Y



Fuente: Elaboración propia.

4.2.3. Cortante dinámico en la base

La fuerza cortante basal dinámica para ambas direcciones fue calculada por el software ETABS.

Tabla N° 68: Cortantes dinámico en la base.

Load Case/Combo	VX tonf	VY tonf
S_EXT X	416.7859	0
S_EXT Y	0	339.1149

Fuente: Etabs 2016.

4.2.4. Cortante estático vs cortante dinámico

Se procede a cumplir con el ítem 4.6.4 del RNE E.030, cortante mínima en la base al sistema aporcado. Observamos que la cortante dinámica sea un mínimo de 90% de la cortante estática como establece la norma E.030 para estructuras irregulares.

Tabla N° 69: Cortante estático vs cortantes dinámico sistema aporticado.

Load Case/Combo	VX tonf	VY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
S_DINX Max	416.7859	300.5237	3.8234	2919.6537	4186.9819	7733.7188
S_DINY Max	300.5228	339.1149	3.9644	3273.6786	2982.9911	7951.0836

Fuente: Etabs 2016.

Tabla N° 70: Cortantes reales en la base.

Load Case/Combo	VX tonf	VY tonf
S_DIN X	416.7859	0
S_DIN Y	0	339.1149

Fuente: Etabs 2016.

Interpretación:

- Según la norma E-030 ítem 4.6.4. nos dice que la cortante en el primer edificio no podrá ser menor que el 90% del valor calculado para estructuras irregulares.
- Como se aprecia en el cuadro tiene que realizarse un escalamiento proporcional, ya que no se cumplió con sobrepasar el 90% de la cortante estática para estructuras irregulares.

4.2.4.1. Escalamiento

- Regular el v. dinámico tiene que ser mayor o igual al 80% del cortante estático
- Irregular el v. dinámico tiene que ser mayor o igual al 90% del cortante estático

Tabla N° 71: Cortante dinámico vs. Cortante estático y factor de escala.

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf
S_EXT X	678.8084	0
S_EXT Y	0	527.024
S_DINX Max	416.7859	110.6741
S_DINY Max	110.6704	339.1149
% Vdin/Vest	61.40	64.35
Porcentaje	90	90
Factor	Factor X	Factor Y
Factor de escala	1.47	1.40

Fuente: Etabs 2016.

Tabla N° 72: Cortante estático vs cortantes dinámico sistema aporticado escalado.

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf
S_EXT X	499.2424	0
S_EXT Y	0	499.2505
S_DINX Max	612.6745	441.768
S_DINY Max	420.7309	474.7594

Fuente: Elaboración propia.

4.2.5. Masa participativa

La estructura trabaja en ambas direcciones cumpliendo de acuerdo a la norma, con un mínimo del 90% de la masa con un número determinado de modos de vibraciones, considerándose un mínimo de 3 primeros modos.

Tabla N° 73: Control de masa participativa sistema aporticado.

Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY
		sec				
Modal	1	1.288	0.1485	0.3686	14.85%	36.86%
Modal	2	0.636	0.557	0.2833	70.56%	65.19%
Modal	3	0.517	0.1443	0.2404	84.99%	89.23%
Modal	4	0.284	0.0103	0.0043	86.02%	89.66%
Modal	5	0.178	0.0795	0.0356	93.98%	93.22%
Modal	6	0.148	0.0001	0.0071	93.99%	93.93%
Modal	7	0.136	0.0323	0.0311	97.22%	97.04%
Modal	8	0.105	0.00002053	0.0002	97.22%	97.06%
Modal	9	0.083	0.0189	0.0094	99.11%	98.00%
Modal	10	0.061	0.0048	0.0129	99.59%	99.29%
Modal	11	0.053	0.0037	0.0026	99.96%	99.56%
Modal	12	0.036	0.0004	0.0044	100.00%	100.00%

Fuente: Elaboración propia.

Interpretación:

Como observamos en el cuadro, para el análisis de la estructura, solo bastaría para ambos ejes analizar con 5 modos, ya que en cada uno de ellos se logró sobrepasar el mínimo del 90% de masa participativa por parte de la estructura.

4.2.6. Desplazamientos laterales y control de derivas

Una vez obtenido el modelo dinámico – matemático completo, se procedió a verificar las derivas elásticas en las ambas direcciones de análisis.

Para los desplazamientos laterales y el control de derivas la norma E.030 nos indica en su capítulo 5, ítem 5.1. que para estructuras regulares, estos desplazamientos elásticos serán multiplicado por 0.75 R los resultados obtenido del análisis lineal y elásticos con las sollicitaciones sísmicas reducidas. Las derivas inelásticas deberán ser como máximo 0.007 para edificaciones de concreto armado.

Tabla N° 74: Control de distorsiones de entrepiso.

		Desplazamiento	h entrepiso	D. Rel	ELÁSTICOS	INELÁSTICOS	E 030
					Deriva X	Deriv x R	
Story4	S_ESTX	0.055219	3.15	0.008453	0.002683492	0.010733968	NO CUMPLO
Story3	S_ESTX	0.046766	3.15	0.010475	0.003325397	0.013301587	NO CUMPLO
Story2	S_ESTX	0.036291	3.15	0.012082	0.003835556	0.015342222	NO CUMPLO
Story1	S_ESTX	0.024209	4.15	0.024209	0.005833494	0.023333976	NO CUMPLO

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 75: Control de distorsiones de entrepiso.

		Desplazamiento	h entrepiso	D. Rel	ELÁSTICOS	INELÁSTICOS	E 030
					Deriva X	Deriv x R	
Story4	S_ESTY	0.072084	3.15	0.002573	0.000816825	0.003267302	CUMPLO
Story3	S_ESTY	0.069511	3.15	0.005909	0.001875873	0.007503492	NO CUMPLO
Story2	S_ESTY	0.063602	3.15	0.009896	0.003141587	0.012566349	NO CUMPLO
Story1	S_ESTY	0.053706	4.15	0.053706	0.012941205	0.051764819	NO CUMPLO

Fuente: Elaboración propia

Escalamiento:

Como observamos en las tablas anteriores, para el análisis de la estructura, se cumple con la norma en el eje “Y” en el último nivel, mientras en el eje “X” no se cumple, la norma nos dice en el ítem 4.6.4., que para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 90% de valor calculado para estructuras irregulares.

Tabla N° 76: Factor de escala.

% Vdin/Vest	61.40	64.35
Porcentaje	90	90
Factor	Factor X	Factor Y
Factor de escala	1.47	1.40

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 77: Desplazamientos laterales y control de derivas con el factor de escala en "X"

					ELÁSTICOS	INELÁSTICOS	
		Desplazamiento	h entrepiso	D. Rel	Deriva X	Deriv x R	E 030
Story4	S_ESTX	0.081172	3.15	0.012426	0.003944762	0.015779048	NO CUMPLO
Story3	S_ESTX	0.068746	3.15	0.015398	0.004888254	0.019553016	NO CUMPLO
Story2	S_ESTX	0.053348	3.15	0.01776	0.005638095	0.022552381	NO CUMPLO
Story1	S_ESTX	0.035588	4.15	0.035588	0.008575422	0.034301687	NO CUMPLO

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 78: Desplazamientos laterales y control de derivas con el factor de escala en "Y".

					ELÁSTICOS	INELÁSTICOS	
		Desplazamiento	h entrepiso	D. Rel	Deriva Y	Deriv x R	E 030
Story4	S_ESTY	0.100917	3.15	0.003602	0.001143492	0.004573968	CUMPLO
Story3	S_ESTY	0.097315	3.15	0.008273	0.002626349	0.010505397	NO CUMPLO
Story2	S_ESTY	0.089042	3.15	0.013853	0.004397778	0.017591111	NO CUMPLO
Story1	S_ESTY	0.075189	4.15	0.075189	0.018117831	0.072471325	NO CUMPLO

Fuente: Elaboración propia

4.2.7. Análisis de resultados

Las derivas obtenidas en un análisis dinámico son menores a las de un análisis estático, debido a que es un análisis más real debido introduciendo una aceleración en la base, aplicando la segunda ley de Newton de $f=ma$, el análisis dinámico si es usado para posterior diseño estructural. De los cuadros anteriores se puede observar que las derivas en el eje X pasan el control de la norma y en "Y" a las derivas no pasan el control de la E.030.

SUB - CAPITULO V

ANÁLISIS SÍSMICO – SISTEMA MUROS ESTRUCTURALES

Como determinamos en el capítulo IV, tener a la edificación con un sistema solo a base de pórticos hasta llegar a optimizarlo con el uso de disipadores, causará un mal comportamiento en la estructura vs dispositivo, debido a que logré disipar la energía manteniendo los drift inelásticos en el rango que nos exige la norma, pero causario un comportamiento inaceptable y para nada favorable de estos dispositivos a la hora del sismo, debido que al tener a la edificación comportándose de manera muy flexible causará que rápidamente el mayor porcentaje de la energía sísmica se vea absorbido por los dispositivos, causando un comportamiento que no esperamos en los dispositivos, obteniendo poca disipación de la energía, debido de una disipación rápida sin previa disipación estructural por parte de la estructura, de tal manera es posible que se use demasiados disipadores, y eso no convendría económicamente.

Debido a ello de incrementa la rigidez con elementos de corte antes de la optimización con disipadores de fluido viscoso.

Estos criterios, son compatibles con los tomados en el sub – capítulo 1 en la determinación de los parámetros de estructuración. Por lo cual se procederá a analizar la estructura incluyendo la estructuración final.

Esto no significa que el modelo quedará de esa manera, posiblemente las columnas requieran de más dimensiones, los muros más largos, las vigas de diferentes dimensiones, colocar muros estructurales en otras direcciones, incrementar peralte de losa, entre otros motivos más. Pero con esta estructuración partimos.

5.1. Análisis sísmico estático

Iniciamos nuevamente al análisis de fuerzas equivalente, que nos ayudará para verificar que el sistema asumido cumple con su función dada y realizar el análisis estático en función a la cortante dinámica.

5.1.1. Factor de zona (Z)

Figura N° 31: Mapa de zonas sísmicas.



Fuente: RNE E.030.

Tabla N° 79: Sistemas estructurales,

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: RNE E.030.

5.1.2. Categoría de la edificación (U)

El establecimiento de salud pertenece a la categoría A, teniendo el siguiente valor:

Tabla N° 80: Categoría de la edificación.

Categoría	Descripción	Factor
A Edificaciones esenciales	<p>A2. Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. • Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. • Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. 	1.5

Fuente: RNE E.030.

$$U = 1.5$$

5.1.3. Perfil del suelo (S)

De acuerdo al estudio de suelos se obtuvo que el perfil de suelo pertenecen a los suelos flexibles, de acuerdo a la tabla presentada a continuación.

Tabla N° 81: Factores de suelo.

SUELO - ZONA	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: RNE E.030.

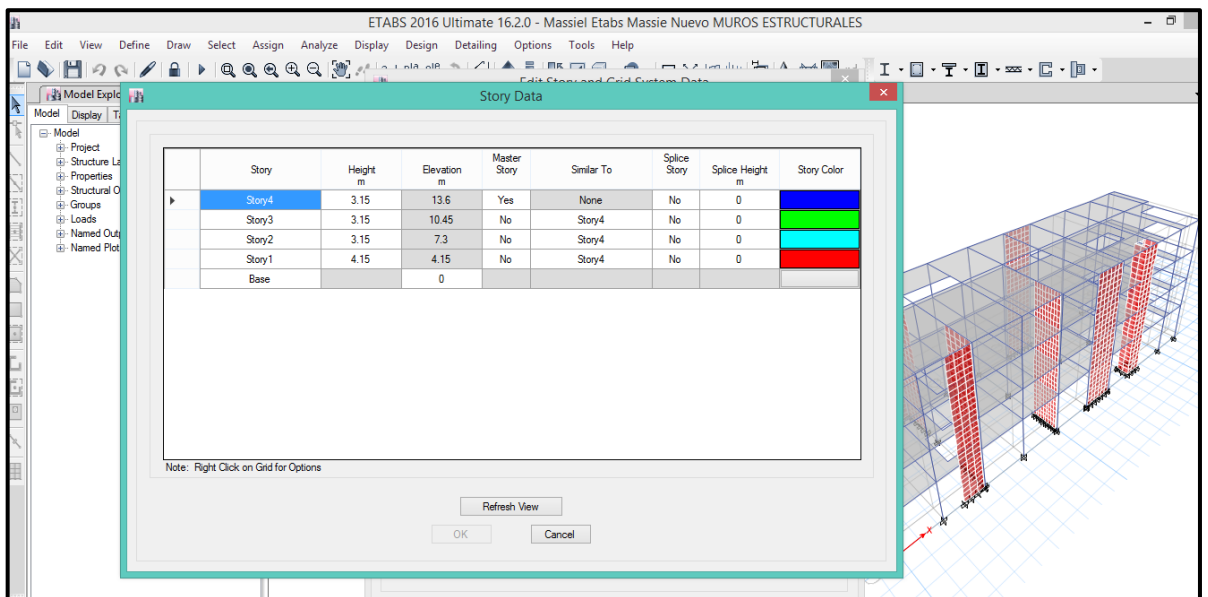
5.1.4. Periodo fundamental de vibración (T)

Determinaremos el periodo natural de la estructura mediante la siguiente formula brindada por la E-030 ítem 4.5.4. del Perú:

$$T = \frac{h_n}{C_t}$$

Ct = 35	Pórticos de concreto armado, pórticos de acero
Ct = 45	Pórticos más muros en la caja de ascensores o escaleras y pórticos arriostrados de acero
Ct = 60	Albañilería, concreto armado duales, muros estructurales y muros de ductilidad limitada

Figura N° 32: Alturas totales de los niveles de entrepiso.



Fuente: Etabs 2016.

La altura total de la edificación es de 13.60 m a ello le restamos 1.00 m de la profundidad de desplante, entonces la altura desde el nivel del terreno natural es de 12.6 metros, donde Ct tendrá un valor de 60 considerando que la estructura tiene pórticos de concreto armado.

$$T_{xy} = \frac{12.60}{60} = 0.21 \text{ seg.}$$

5.1.5. Coeficiente de amplificación sísmica (C)

Consideramos los periodos de acuerdo al tipo de suelo:

Tabla N° 82: Periodos T_p y T_L .

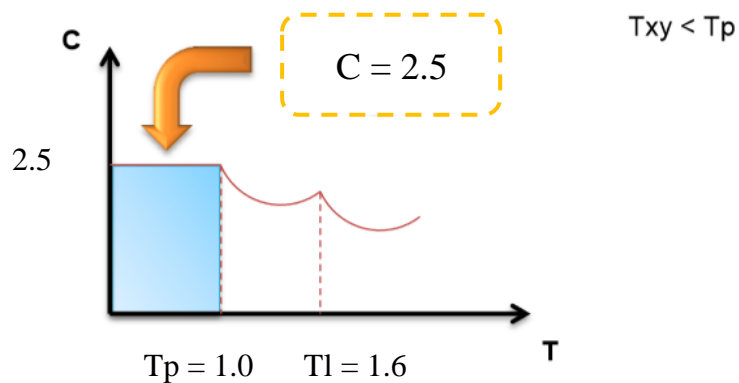
	Perfiles de suelo			
	S0	S1	S2	S3
T_P (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T_L (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

Fuente: RNE E.030

$$T_{xy} = 0.21 \text{ seg.}$$



Al ser (T) menor que T_p , entonces $C = 2.5$.



$$T_{xy} > T_L$$

$$0.21 \text{ seg} < T_L$$

5.1.6. Coeficiente básico de reducción sísmica (Ro)

La estructura analizada será a base de muros estructurales, por lo cual corresponde $R_o = 6$. Según la E-030 ítem 3.4. Este será el punto de partida, una vez evaluada se hará otra corrección por periodo real.

Tabla N° 83: Sistema estructurales.

SISTEMA ESTRUCTURAL	COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN SÍSMICA.
Concreto Armado	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad	4

Fuente: RNE E.030

5.1.7. Coeficiente de reducción sísmica (R)

$$R = R_o \times I_a \times I_p$$

$$R = 6 \times 1 \times 1$$

$$R = 6$$

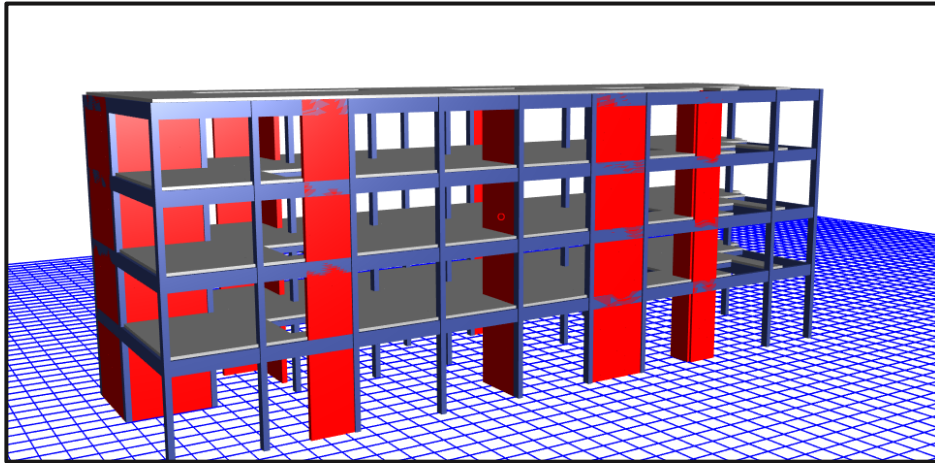
En esta primera instancia consideramos que la estructura no presenta irregularidades de acuerdo al ítem 3.7.1., por lo tanto es una estructura regular. La norma E-030 ítem 3.5. nos indica que para este caso los factores para ambas irregularidades son de I_a o $I_p = 1.0$.

5.1.8. Modelamiento incluyendo muros estructurales en la estructura en ETABS

Se consideró iniciar dicho análisis de la estructura solo con pórticos incrementando los muros estructurales, de tal manera que aumente en su rigidez.

Con los valores ZUCS, se inicia el modelamiento en el programa, seguido de su análisis estático.

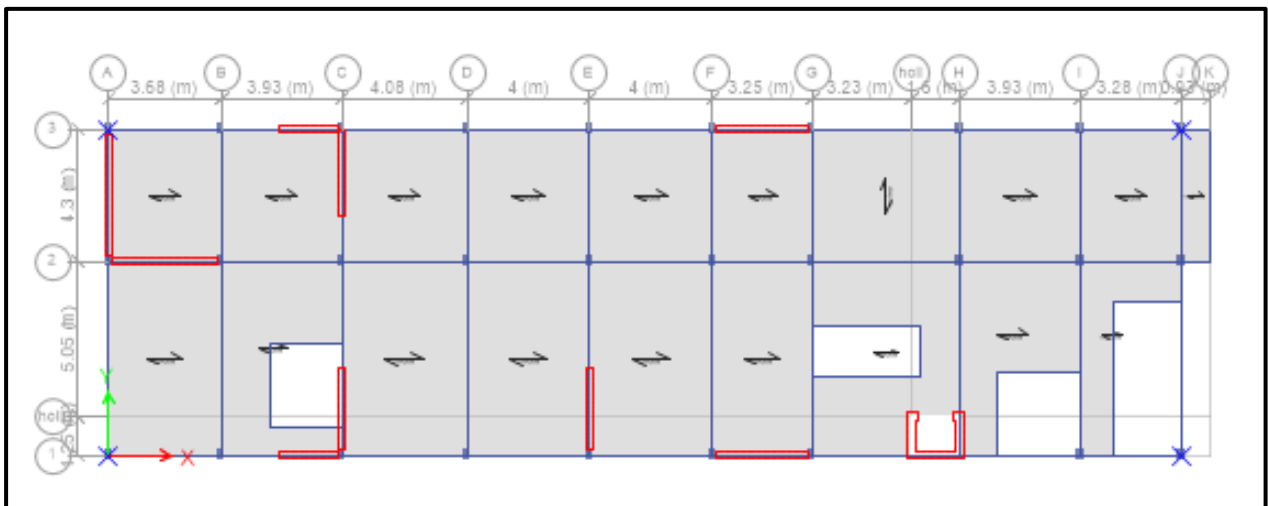
Figura N° 33: Esquema de la estructura, modelo en el software de cálculo ETABS.



Fuente: Etabs 2016.

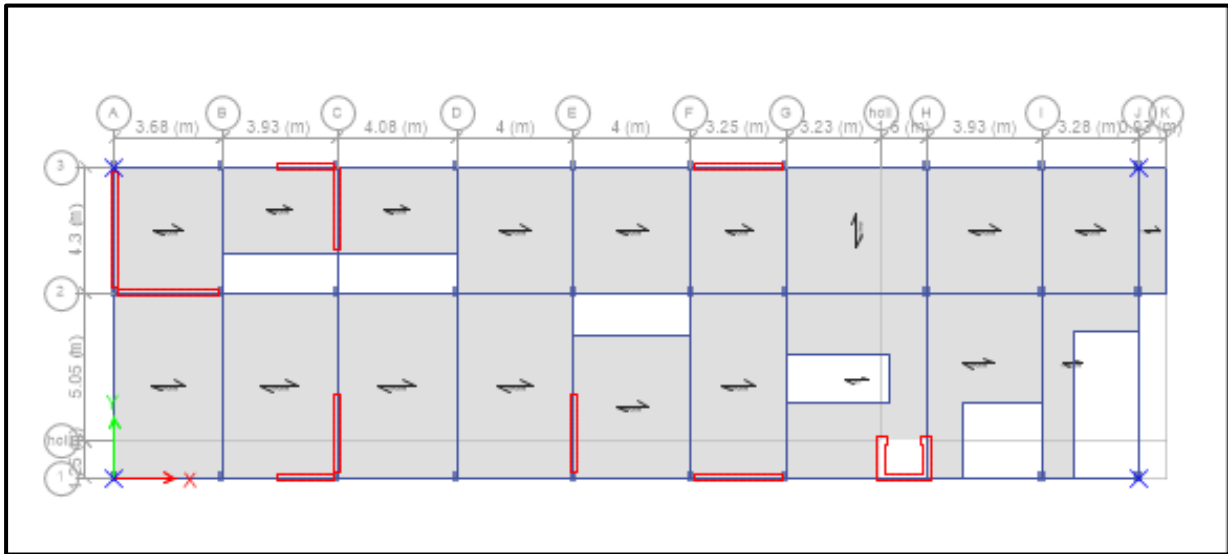
Con los valores determinados se da inicio al análisis estático en el programa Etabs, donde P será considerado por el peso sísmico de la estructura obtenido por el software.

Figura N° 34: Vista en planta del primer al tercer nivel.



Fuente: Etabs 2016.

Figura N° 35: Vista en planta del cuarto nivel.



Fuente: Etabs 2016.

5.1.9. Cálculo del coeficiente “C”

Se determina de la siguiente manera:

$$C_{xy} = \frac{Z.U.C.S.}{R}$$

$$C_{xy} = \frac{0.45 \times 1.5 \times 2.5 \times 1.10}{6}$$

$$C_{xy} = 0.309375$$

5.1.10. Exponente por altura del edificio “K”

Según lo que establece la norma en el ítem 4.5.3 de E.030 – 2016 se tiene que el factor del exponente por altura “K” se halla de la siguiente manera:

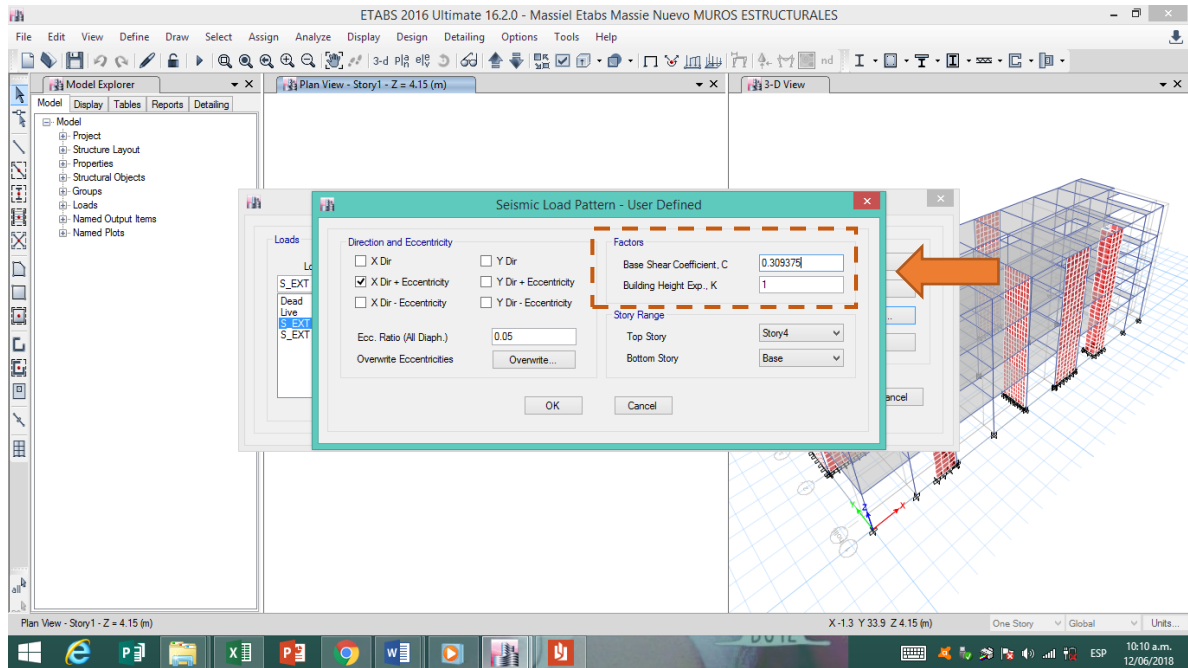
Donde la norma establece:

- e) Para T menor o igual a 0,5 segundos: $k = 1.0$
- f) Para T mayor que 0,5 segundos: $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$.

Los periodos naturales de la edificación no superan $T = 0.5$ segundos entonces:

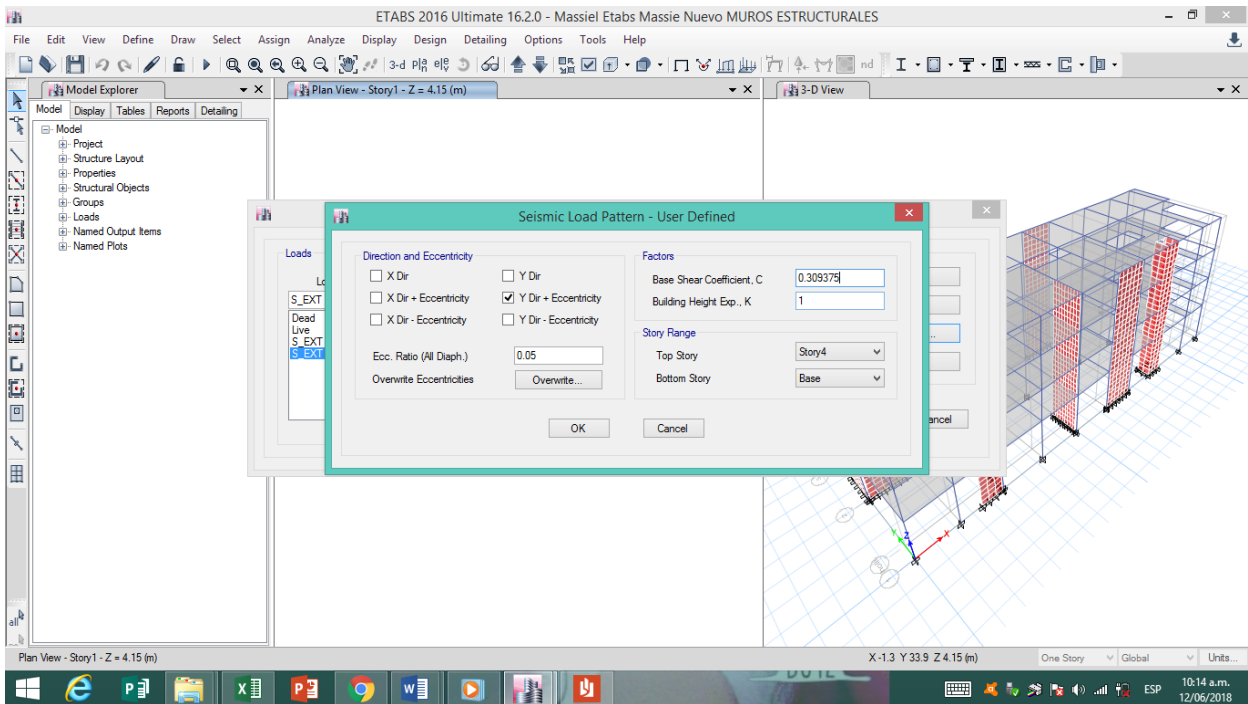
$$K_{xy} = 1$$

Figura N° 36: Colocamos dentro del software el coeficiente “C” y “K” para “X”



Fuente: Etabs 2016.

Figura N° 37: Colocamos dentro del software el coeficiente “C” y “K” para “Y”



Fuente: Etabs 2016.

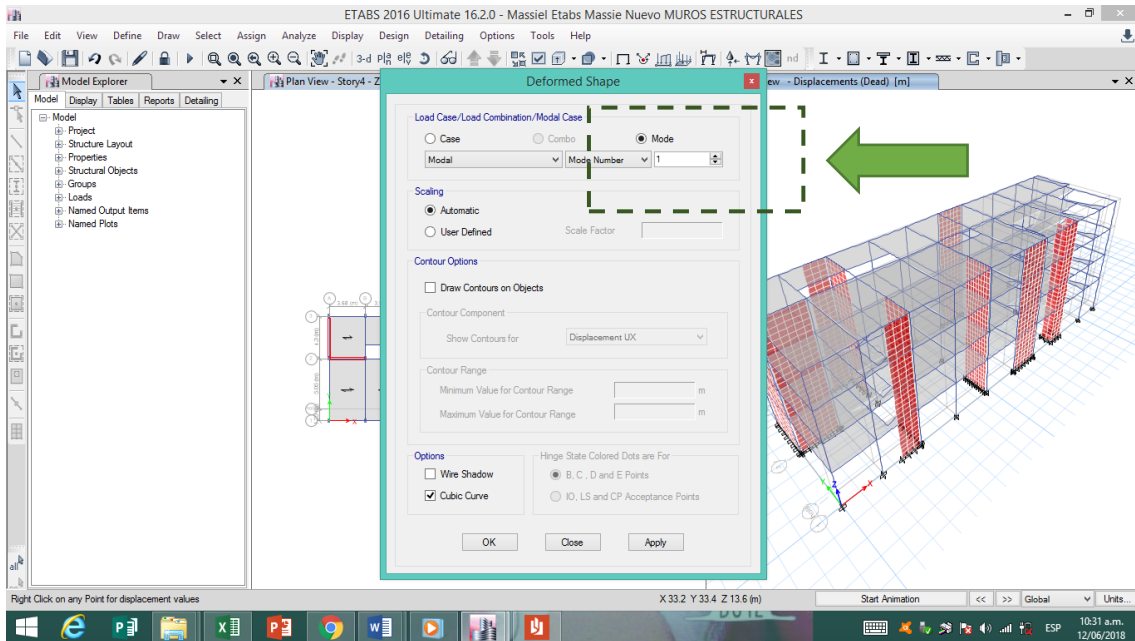
Interpretación:

- En una estructura existen 3 modos, 2 de traslación y 1 de rotación, por lo tanto los dos primeros modos que nos tiene que salir será de la siguiente manera: por ejemplo si el primer modo nos da que se traslada en "X" el segundo modo se trasladará en "Y", pero si en el primer modo se traslada en "Y" por ende el segundo modo de trasladará en "X".
- El tercer modo si o si es rotación en "Z".
- Si el modelo da torsión en el modo 1 o en el modo 2, quiere decir que se ha modelado mal o la configuración estructural no es la correcta. Esto puede ocurrir quizá porque existe demasiada masa, o se ha colocado extrema rigidez en una esquina, por lo cual hace que la oscilación sea errónea y al aplicar las irregularidades, pues saldrán extremas y harán muy vulnerable al edificio.

Una vez corrido el diseño lo colocamos en el último nivel, por ser el nivel con máximo desplazamiento, dentro del software configuro un cambio de carga muerta a modo.

→ Modo: El modo es la forma libre de vibrar, esta inducido desde el modelado, por lo tanto depende de la masa de la estructura del edificio que se tenga.

Figura N° 38: Determinación del periodo real en el software.

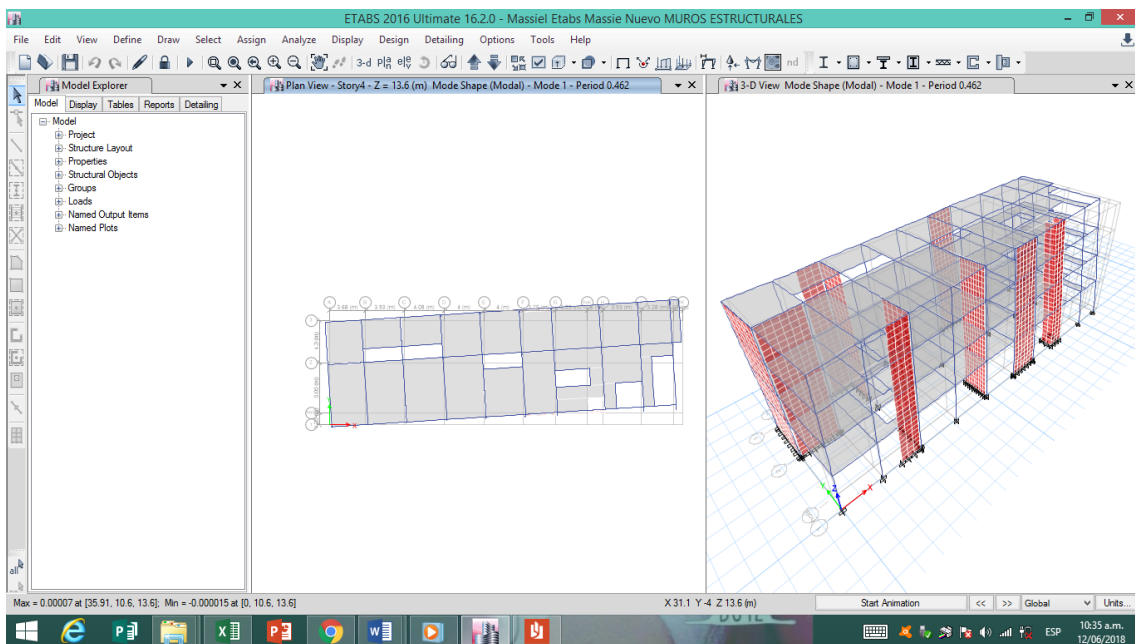


Fuente: Etabs 2016.

5.1.11. Periodos naturales de vibración

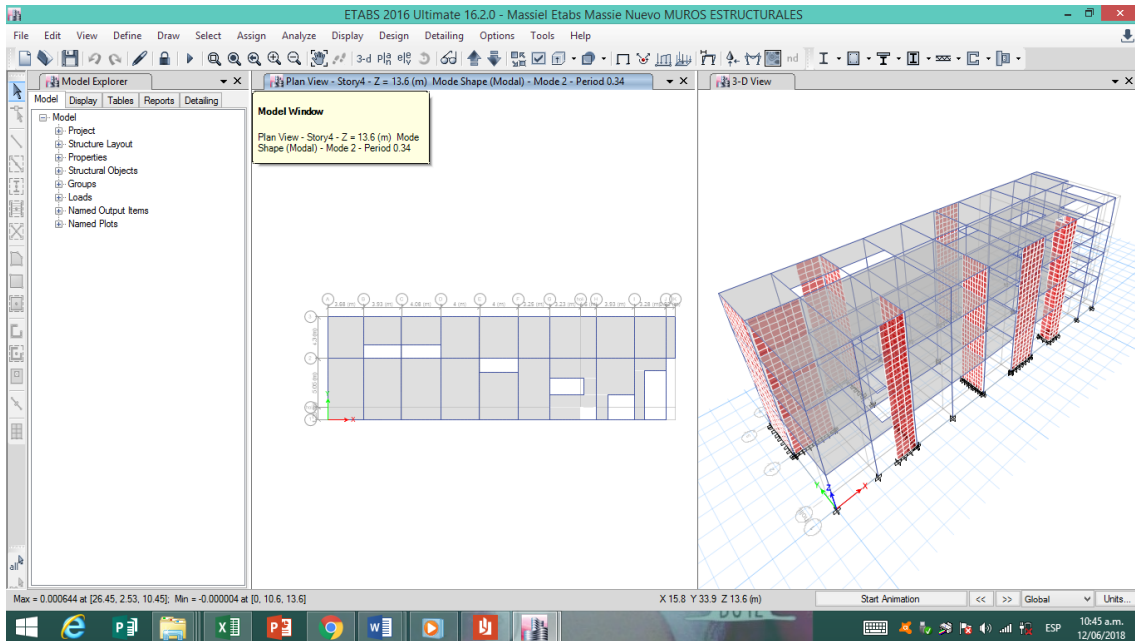
Del programa Etabs obtenemos los periodos:

Figura N° 39: Modo 01: 0.462 seg. Traslacional en Y



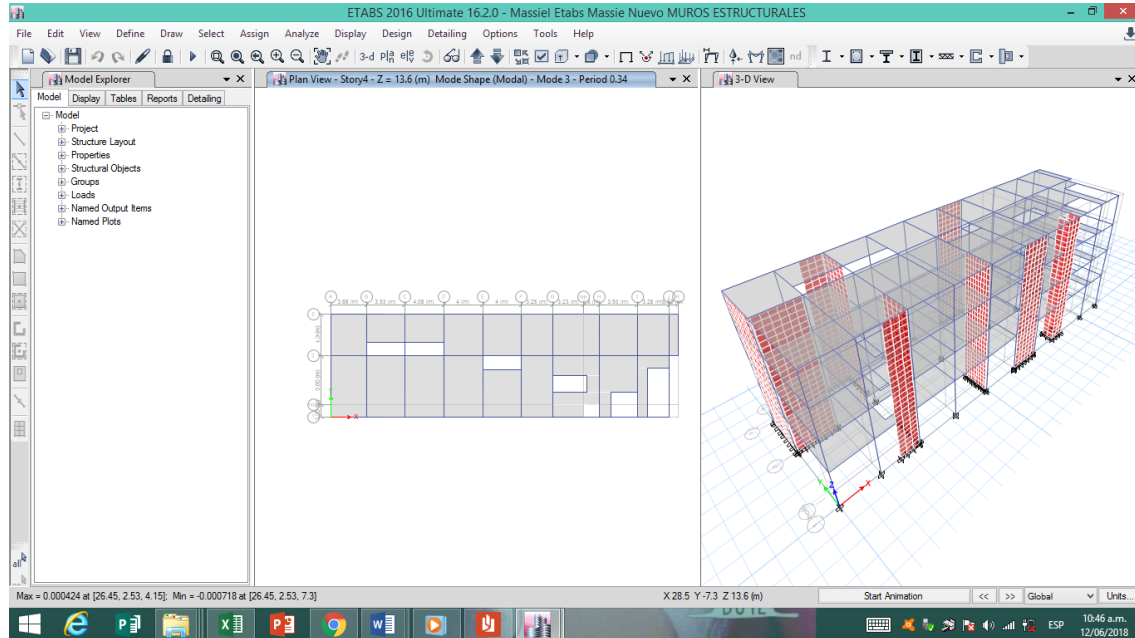
Fuente: Etabs 2016.

Figura N° 40: Modo 02: 0.34 seg. Traslacional en X



Fuente: Etabs 2016.

Figura N° 41: Modo 03: 0.34 seg. Rotacional en Z



Fuente: Etabs 2016.

$T_x = 0.34$ seg.

$T_y = 0.462$ seg.

Interpretación

- Como observamos lo periodos naturales cumplen el método empírico utilizados por varios especialistas el 0.10 del número de pisos, con este cada determinamos que la estructura es muy flexible.
- Su periodo oscila entre los 0.30 a 0.40 segundos aproximadamente, lo que ya nos da un indicio de que la estructura es de 4 niveles.
- El modo 2 en "X" es menor, debido a que siempre el modo 1 es el lado más flexible de la estructura y por ende el periodo es mucho mayor.

5.1.12. Corrección del periodo sísmico real factor de amplificación sísmica

En el eje "X"

$$T_x = 0.34 \text{ seg} < T_p = 1 \text{ seg.}$$

$$C_x = 2.5$$

En el eje "Y"

$$T_y = 0.462 \text{ seg} < T_p = 1 \text{ seg.}$$

$$C_y = 2.5$$

5.1.13. Cálculo del coeficiente "C"

Se determina de la siguiente manera:

En el eje "X"

$$C_x = \frac{Z.U.C.S.}{R}$$
$$C_x = \frac{0.45 \times 1.5 \times 2.5 \times 1.10}{6}$$
$$C_x = 0.30938$$

En el eje "Y"

$$C_y = 0.30938$$

5.1.14. Exponente por altura del edificio “K”

Por motivos que los periodos naturales de la edificación superan $T = 0.5$ seg. Según lo que establece la norma en el ítem 4.5.3 de E.030 – 2016 se tiene que el factor del exponente por altura “K” se halla de la siguiente manera:

Donde la norma establece:

- g) Para T menor o igual a 0,5 segundos: $k = 1.0$
- h) Para T mayor que 0,5 segundos: $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$.

- En el eje “X”

$$K_X = 1$$

- En el eje “Y”

$$K_Y = 1$$

5.1.15. Regularidad estructural

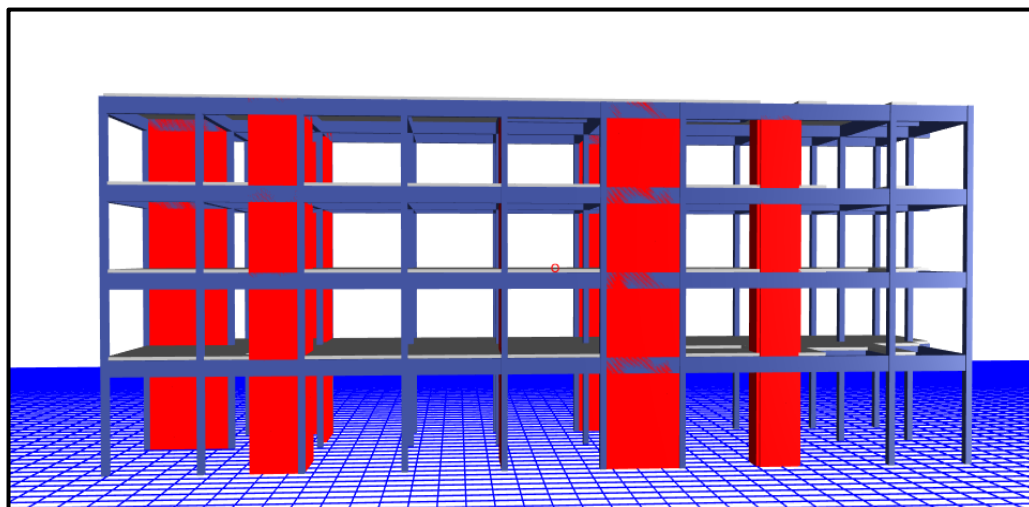
En la presente tesis la estructura se presenta como regular, con el empleo de la norma E.030 – 2016 y con la finalidad de establecer procedimientos de análisis y determinar el coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas (R). verificamos si la estructura posee algún tipo de irregularidad de acuerdo al ítem 3.6. de la norma, con lo siguiente:

A) Irregularidades estructurales en altura

- Irregularidad de rigidez – Piso blando

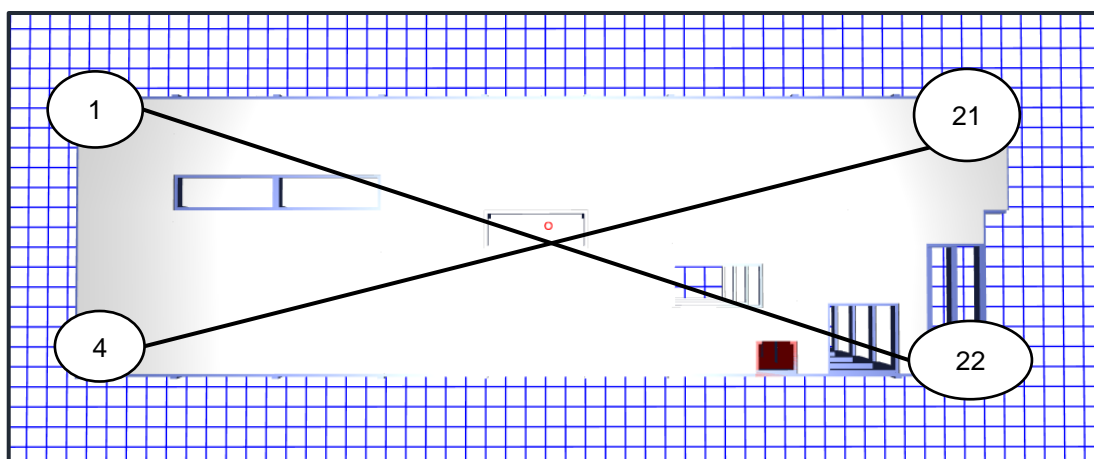
“Se presenta irregularidad por piso blando cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, las derivadas es mayor que 1.4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1.25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes” (RNE, 2016, p. 388).

Figura N° 42: Vista lateral en el eje "X"



Fuente: Software Etabs

Figura N° 43: Nudos a evaluar en los extremos de análisis de rigidez el sistema.



Fuente: Software Etabs

El análisis calcula los extremos del entrepiso con el promedio de las distorsiones, lo cual serán los joint label 1 vs 22 y 4 vs 21.

Tabla N° 84: JOIN DISPLACEMENTS.

Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	UX (m)	UY (m)
Story4	1	5	S_EXT X	0.014796	0.004131
Story4	1	5	S_EXT Y	-0.005553	0.003087
Story4	4	9	S_EXT X	0.011973	0.004131
Story4	4	9	S_EXT Y	0.005487	0.003087
Story4	21	43	S_EXT X	0.014796	-0.005185
Story4	21	43	S_EXT Y	-0.005553	0.039519
Story4	22	45	S_EXT X	0.011973	-0.005185
Story4	22	45	S_EXT Y	0.005487	0.039519
Story3	1	6	S_EXT X	0.011019	0.002916
Story3	1	6	S_EXT Y	-0.004373	0.00215
Story3	4	10	S_EXT X	0.008976	0.002916
Story3	4	10	S_EXT Y	0.004277	0.00215
Story3	21	44	S_EXT X	0.011019	-0.003827
Story3	21	44	S_EXT Y	-0.004373	0.030698
Story3	22	46	S_EXT X	0.008976	-0.003827
Story3	22	46	S_EXT Y	0.004277	0.030698
Story2	1	63	S_EXT X	0.00696	0.001711
Story2	1	63	S_EXT Y	-0.002932	0.001257
Story2	4	141	S_EXT X	0.005717	0.001711
Story2	4	141	S_EXT Y	0.002826	0.001257
Story2	21	132	S_EXT X	0.00696	-0.002391
Story2	21	132	S_EXT Y	-0.002932	0.020258
Story2	22	138	S_EXT X	0.005717	-0.002391
Story2	22	138	S_EXT Y	0.002826	0.020258
Story1	1	64	S_EXT X	0.003132	0.000676
Story1	1	64	S_EXT Y	-0.001394	0.000521
Story1	4	142	S_EXT X	0.00261	0.000676
Story1	4	142	S_EXT Y	0.001305	0.000521
Story1	21	133	S_EXT X	0.003132	-0.001046
Story1	21	133	S_EXT Y	-0.001394	0.00943
Story1	22	139	S_EXT X	0.00261	-0.001046
Story1	22	139	S_EXT Y	0.001305	0.00943

Fuente: Etabs 2016.

Tabla N° 85: Derivas joint label 1 con sismo estático en X.

			Desplazamiento	h entrepiso	Desplazamiento Relativos	Deriva
Story4	1	S_ESTX	0.014796	3.15	0.003777	0.00119905
Story3	1	S_ESTX	0.011019	3.15	0.004059	0.00128857
Story2	1	S_ESTX	0.00696	3.15	0.003828	0.00121524
Story1	1	S_ESTX	0.003132	4.15	0.003132	0.0007547

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 86: joint label 22 con sismo estático en X.

			Desplazamiento	h entrepiso	Desplazamiento Relativos	Deriva
Story4	22	S_ESTX	0.011973	3.15	0.002997	0.00095143
Story3	22	S_ESTX	0.008976	3.15	0.003259	0.0010346
Story2	22	S_ESTX	0.005717	3.15	0.003107	0.00098635
Story1	22	S_ESTX	0.00261	4.15	0.00261	0.00062892

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 87: Resultados derivas promedio con sismo estático en X para joint 1 y 22.

Deriva X promedio	1.4 Deriva piso superior	Promedio 3 Pisos superiores	1.25 Promedio piso superior
0.00107524			
0.00116159	1.08030706		
0.00110079	0.9476633	0.00111254	
0.00069181	0.62846223		0.621827014

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 88: Derivas joint label 1 con sismo estático en Y.

			Desplazamiento	h entrepiso	Desplazamiento Relativos	Deriva
Story4	1	S_ESTY	0.003087	3.15	0.000937	0.00029746
Story3	1	S_ESTY	0.00215	3.15	0.000893	0.00028349
Story2	1	S_ESTY	0.001257	3.15	0.000736	0.00023365
Story1	1	S_ESTY	0.000521	4.15	0.000521	0.00012554

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 89: Derivas joint label 22 con sismo estático en Y.

			Desplazamiento	h entrepiso	Desplazamiento Relativos	Deriva
Story4	22	S_ESTY	0.039519	3.15	0.008821	0.00280032
Story3	22	S_ESTY	0.030698	3.15	0.01044	0.00331429
Story2	22	S_ESTY	0.020258	3.15	0.010828	0.00343746
Story1	22	S_ESTY	0.00943	4.15	0.00943	0.00227229

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 90: Resultados derivas promedio con sismo estático en Y para joint 1 y 222.

Deriva Y promedio	1.4 Deriva piso superior	Promedio 3 Pisos superiores	1.25 Promedio piso superior
0.00154889			
0.00179889	1.16140603		
0.00183556	1.02038295	0.001727778	
0.00119892	0.65316229		0.693906171

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 91: Derivas joint label 4 con sismo estático en X.

			Desplazamiento	h entrepiso	Desplazamiento Relativos	Deriva
Story4	4	S_ESTX	0.011973	3.15	0.002997	0.00095143
Story3	4	S_ESTX	0.008976	3.15	0.003259	0.0010346
Story2	4	S_ESTX	0.005717	3.15	0.003107	0.00098635
Story1	4	S_ESTX	0.00261	4.15	0.00261	0.00062892

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 92: Derivas joint label 21 con sismo estático en X.

			Desplazamiento	h entrepiso	Desplazamiento Relativos	Deriva
Story4	21	S_ESTX	0.014796	3.15	0.003777	0.00119905
Story3	21	S_ESTX	0.011019	3.15	0.004059	0.00128857
Story2	21	S_ESTX	0.00696	3.15	0.003828	0.00121524
Story1	21	S_ESTX	0.003132	4.15	0.003132	0.0007547

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 93: Resultados derivas promedio con sismo estático en X para joint 4 y 21.

Deriva X promedio	1.4 Deriva piso superior	Promedio 3 Pisos superiores	1.25 Promedio piso superior
0.00107524			
0.00116159	1.08030706		
0.00110079	0.9476633	0.00111254	
0.00069181	0.62846223		0.621827014

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 94: Derivas joint label 4 con sismo estático en Y.

			Desplazamiento	h entrepiso	Desplazamiento Relativos	Deriva
Story4	4	S_ESTY	0.003087	3.15	0.000937	0.00029746
Story3	4	S_ESTY	0.00215	3.15	0.000893	0.00028349
Story2	4	S_ESTY	0.001257	3.15	0.000736	0.00023365
Story1	4	S_ESTY	0.000521	4.15	0.000521	0.00012554

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 95: Derivas joint label 21 con sismo estático en Y.

			Desplazamiento	h entrepiso	Desplazamiento Relativos	Deriva
Story4	21	S_ESTY	0.039519	3.15	0.008821	0.00280032
Story3	21	S_ESTY	0.030698	3.15	0.01044	0.00331429
Story2	21	S_ESTY	0.020258	3.15	0.010828	0.00343746
Story1	21	S_ESTY	0.00943	4.15	0.00943	0.00227229

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 96: Resultados derivas promedio con sismo estático en Y para joint 4 y 21.

Deriva Y promedio	1.4 Deriva piso superior	Promedio 3 Pisos superiores	1.25 Promedio piso superior
0.00154889			
0.00179889	1.16140603		
0.00183556	1.02038295	0.001727778	
0.00119892	0.65316229		0.693906171

Fuente: Elaboración propia.

De los cuadros predecesores calculados de acuerdo a la norma E.030 del RNE con los promedios extremos, determinamos que no existe irregularidad de rigidez por piso blando, por lo cual no se le otorga ningún coeficiente.

- Irregularidad de resistencia – por piso débil

“Existe irregularidad de piso débil cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a las fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior”. (E-030, 2016, p. 388).

Tabla N° 97: Control de cortantes en X para irregularidad de piso débil.

		VX	80% Vx	%
PISO 4	-147.4223	147.4223	117.93784	37.45%
PISO 3	-314.9163	314.9163	251.93304	58.41%
PISO 2	-431.2913	431.2913	345.03304	69.11%
PISO 1	-499.2424	499.2424	399.39392	

Fuente: Elaboración propia.

En el eje X se cumple satisfactoriamente. Ahora veamos en el eje Y:

Tabla N° 98: Control de cortantes en Y para irregularidad de piso débil.

		VY	80% Vy	%
PISO 4	-147.4247	147.4247	117.93976	37.45%
PISO 3	-314.9214	314.9214	251.93712	58.41%
PISO 2	-431.2983	431.2983	345.03864	69.11%
PISO 1	-499.2505	499.2505	399.4004	

Fuente: Elaboración propia.

Como se observa, ninguna fuerza cortante en ambos ejes de análisis es inferior al 80% de las mismas en el entrepiso inmediato superior, por lo tanto no existe irregularidad por piso débil.

- Irregularidad extrema de rigidez

“Se presenta irregularidad extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la deriva es mayor que 1.6 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1.4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes” (RNE, 2016, pág. 388). El análisis calcula los extremos del entrepiso con el promedio de las distorsiones, lo cual serán los joint label 1 vs 22 y 4 vs 21.

Tabla N° 99: Resultados derivas promedio con sismo estático en X para joint 1 y 22.

Deriva X promedio	1.6 Deriva piso superior	Promedio 3 Pisos superiores	1.4 Promedio piso superior
0.001075238			
0.001161587	1.080307056		
0.001100794	0.947663296	0.00111254	
0.000691807	0.628462227		0.621827014

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 100: Resultados derivas promedio con sismo estático en Y para joint 1 y 22.

Deriva Y promedio	1.6 Deriva piso superior	Promedio 3 Pisos superiores	1.4 Promedio piso superior
0.001548889			
0.001798889	1.161406026		
0.001835556	1.020382952	0.001727778	
0.001198916	0.653162286		0.693906171

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 101: Resultados derivas promedio con sismo estático en X para joint 4 y 21.

Deriva X promedio	1.6 Deriva piso superior	Promedio 3 Pisos superiores	1.4 Promedio piso superior
0.001075238			
0.001161587	1.080307056		
0.001100794	0.947663296	0.00111254	
0.000691807	0.628462227		0.621827014

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 102: Resultados derivas promedio con sismo estático en Y para joint 4 y 21.

Deriva Y promedio	1.6 Deriva piso superior	Promedio 3 Pisos superiores	1.4 Promedio piso superior
0.001548889			
0.001798889	1.161406026		
0.001835556	1.020382952	0.001727778	
0.001198916	0.653162286		0.693906171

Fuente: Elaboración propia.

De los cuadros predecesores calculados de acuerdo a la norma E.030 del RNE en el ítem 3.6. con los promedios extremos, se determinó que no existe irregularidad extrema de rigidez, por lo cual no se otorga ningún coeficiente.

- Irregularidad extrema de resistencia

“Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a las fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior”. (RNE, 2016, pág. 388).

Tabla N° 103: Control de cortantes en X para irregularidad de piso débil.

		VX	65% Vx	%
PISO 4	-147.4223	147.4223	95.824495	30.43%
PISO 3	-314.9163	314.9163	204.695595	47.46%
PISO 2	-431.2913	431.2913	280.339345	56.15%
PISO 1	-499.2424	499.2424	324.50756	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 104: Control de cortantes en X para irregularidad de piso débil.

		VY	65% Vy	%
PISO 4	-147.4247	147.4247	95.826055	30.43%
PISO 3	-314.9214	314.9214	204.69891	47.46%
PISO 2	-431.2983	431.2983	280.343895	56.15%
PISO 1	-499.2505	499.2505	324.512825	

Fuente: Elaboración propia.

Como se observa, ninguna fuerza cortante en los ambos ejes de análisis es inferior al 65% de las mismas en el entrepiso inmediato superior, por lo tanto no existe irregularidad extrema de resistencia.

- Irregularidad de masa o peso

“Se considera irregularidad de masas en una estructura cuando, la masa del primer nivel es mayor a 1.5 veces la masa de un nivel adyacente”. (RNE, 2016, pág. 388).

Tabla N° 105: Control de irregularidad de masas del sistema.

Story	Diaphragm	Mass XY tonf-s ² /m	1.5M	
Story1	D1	44.03717	66.055755	
Story2	D2	42.83609	64.254135	68.54%
Story3	D3	43.07617	64.614255	66.30%
Story4	D4	29.35346	44.03019	97.83%

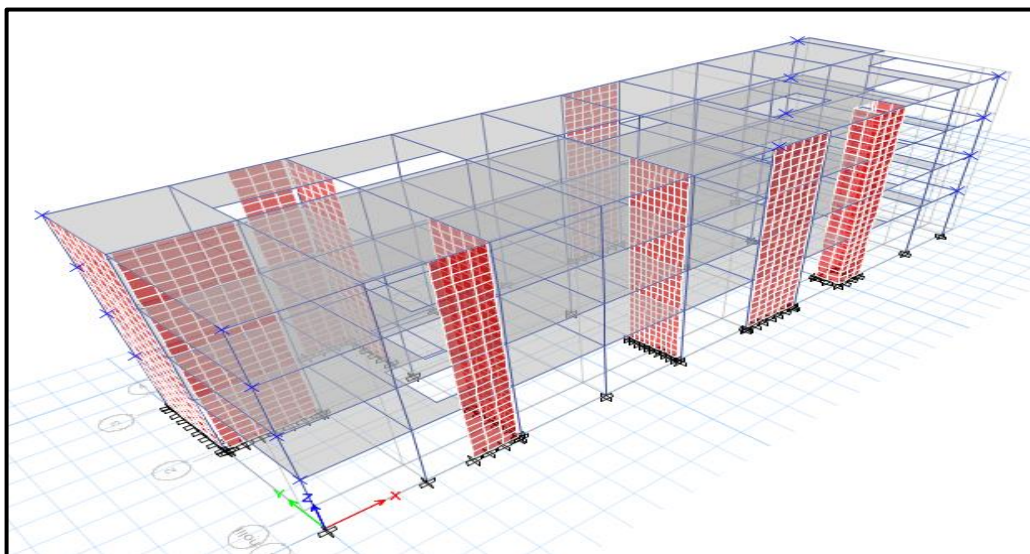
Fuente: Elaboración propia.

No existe irregularidad de masas o peso sísmico en ambos ejes, no otorgándosele coeficiente alguno.

- Irregularidad geométrica vertical

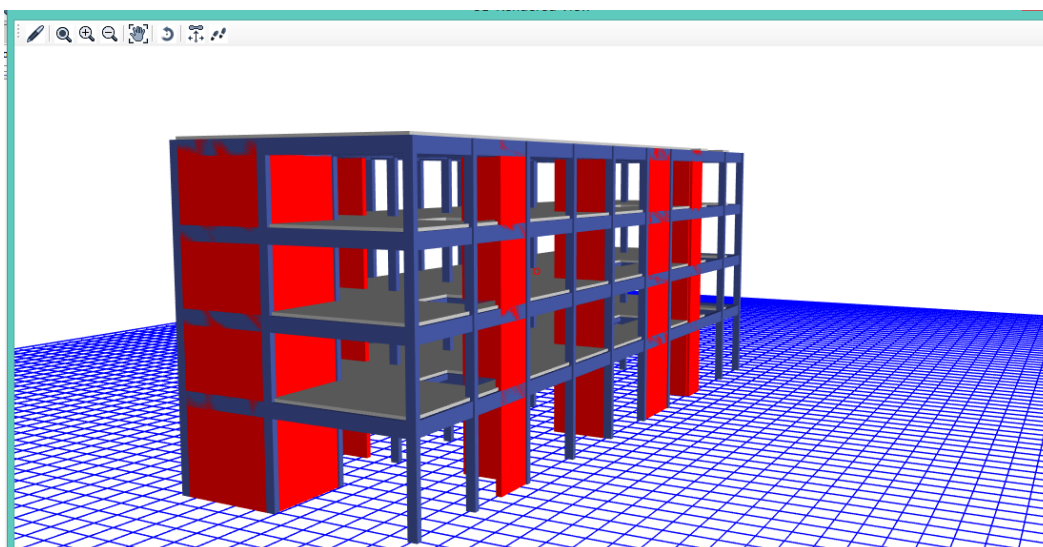
“Existe irregularidad geométrica vertical cuando en cualquiera de las direcciones de análisis de la estructura, la dimensión en planta del edificio resistente a cargas laterales es mayor que 1.3 la correspondiente del nivel superior”. (RNE, 2016, pág. 388).

Figura N° 44: Vista 3D de la estructura aporticada.



Fuente: Etabs 2016.

Figura N° 45: Edificio sistema aporticado en vista diagonal.



Fuente: Etabs 2016.

Observamos que los diafragmas en planta en todos los niveles para ambos ejes de análisis, se mantiene de manera constante hasta el último nivel, por lo tanto no logra sobrepasar el 30% de la dimensión en planta del piso inmediatamente superior, entonces no existe irregularidad geométrica vertical.

- Discontinuidad de los sistemas resistentes

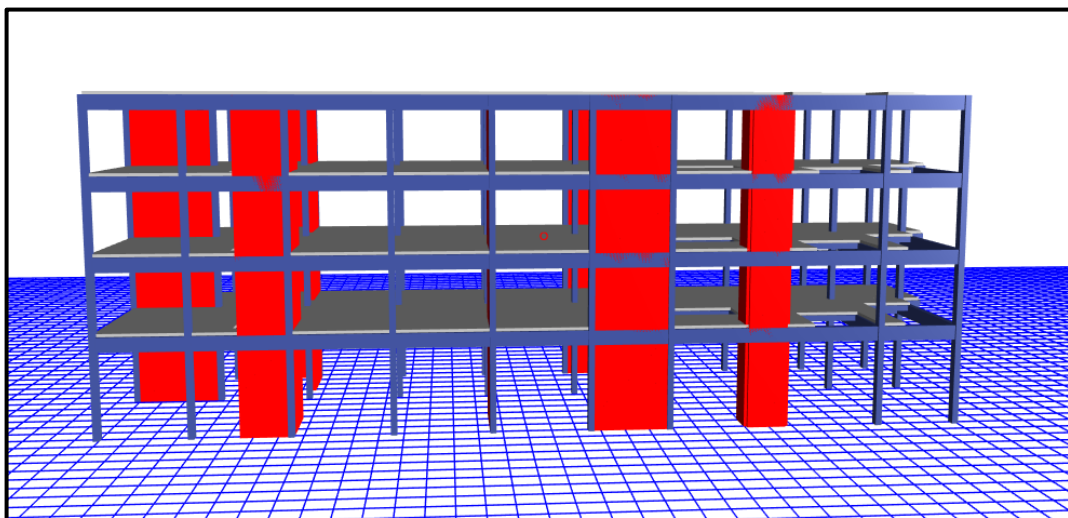
“Se considera este tipo de irregularidad cuando en altura cuando existe desalineamiento de los elementos que soportan fuerzas de corte, superando el 10%” (E/030, 2016, p. 388).

- Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes

“Se considera este tipo de irregularidad en altura cuando existe desalineamiento de los elementos que soportan fuerzas de corte, superando el 25%” (E/030, 2016, p. 388).

Como observamos en la figura no existe ningún tipo de desalineamiento, para lo cual se descarta este tipo de irregularidad.

Figura N° 46: Vista lateral de las columnas en los diferentes niveles.



Fuente: Etabs 2016.

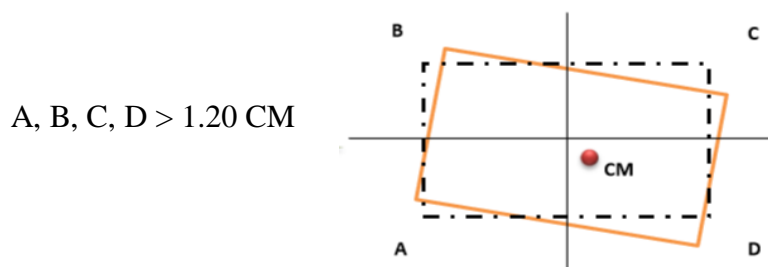
B) Irregularidades estructurales en planta

- Irregularidad torsional

Se considera a una estructura con irregularidad torsional cuando en cualquiera de las direcciones de análisis el desplazamiento máximo de entrepiso en un extremo del edificio es mayor que 1.2 veces el desplazamiento en el centro de masa.

Este criterio sólo se aplica a edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de un entrepiso es mayor que el 50% del desplazamiento permisible para el concreto armado (0.007) (E-030, 216, p. 388).

Figura N° 47: Idealización de torsión de estructura en planta.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 106: Diaphragm Center of Mass Displacements - Análisis Estático en X.

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX (m)	UY (m)
Story4	D4	S_EXT X	0.013431	-0.000309
Story3	D3	S_EXT X	0.010063	-0.000214
Story2	D2	S_EXT X	0.00638	-0.000202
Story1	D1	S_EXT X	0.002889	-0.000122

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 107: Control de irregularidad torsional con sismo estático en X.

			Desplazamiento	D. relativos	h entrepiso	Deriva	50% Deriva Máxima
Story4	D4	S Estático X	0.013431	0.003368	3.15	0.00106921	0.0035
Story3	D3	S Estático X	0.010063	0.003683	3.15	0.00116921	0.0035
Story2	D2	S Estático X	0.00638	0.003491	3.15	0.00110825	0.0035
Story1	D1	S Estático X	0.002889	0.002889	4.15	0.00069614	0.0035

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 108: Diaphragm Center of Mass Displacements - Análisis Estático en Y.

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX (m)	UY (m)
Story4	D4	S_EXT Y	-0.000214	0.020452
Story3	D3	S_EXT Y	-0.000326	0.015401
Story2	D2	S_EXT Y	-0.000249	0.010117
Story1	D1	S_EXT Y	-0.000134	0.004651

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 109: Control de irregularidad torsional con sismo estático en Y.

			Desplazamiento	D. relativos	h entrepiso	Deriva	50% Deriva Máxima
Story4	D4	S Estático Y	0.020452	0.005051	3.15	0.00160349	0.0035
Story3	D3	S Estático Y	0.015401	0.005284	3.15	0.00167746	0.0035
Story2	D2	S Estático Y	0.010117	0.005466	3.15	0.00173524	0.0035
Story1	D1	S Estático Y	0.004651	0.004651	4.15	0.00112072	0.0035

Fuente: Elaboración propia

- Irregularidad torsional extrema

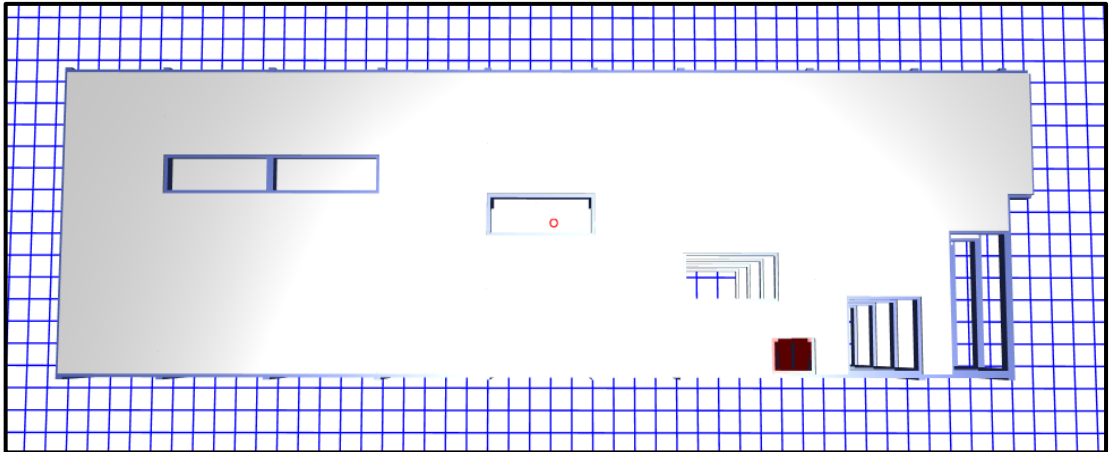
Esta irregularidad tiene el mismo procedimiento de calculo que la irregularidad torsional simple, con la diferencia de que el valor a superar será de 1.5 veces el desplazamiento en el centro de masa. Por lo tanto de lo cálculos anteriores se deduce por obvias razones que no existe la presente irregularidad.

- Irregularidad por esquinas entrantes

“La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta” (E-030, 2016, p. 388).

En la presente tesis el edificio no presenta irregularidad por esquinas entrantes ya que ninguna dimensión en ninguna dirección en análisis es mayor al 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.

Figura N° 48: Vista en planta de la edificación en análisis.

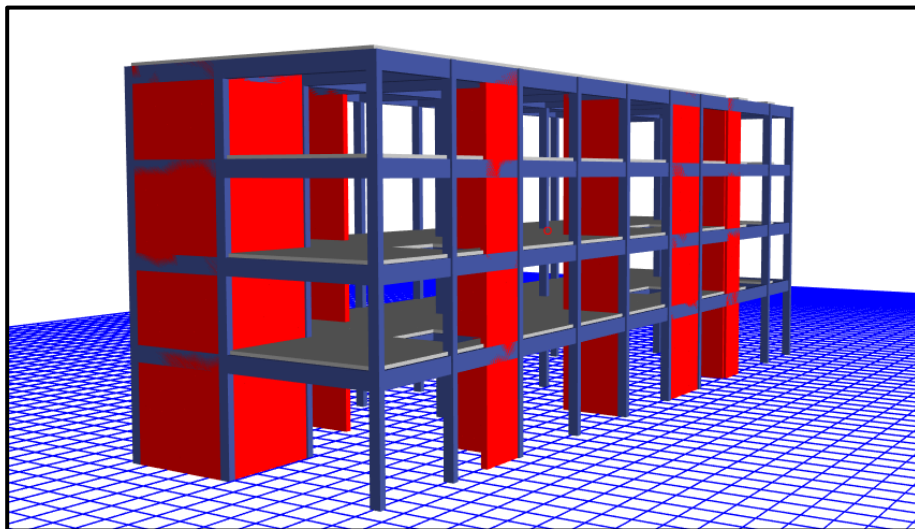


Fuente: Etabs 2016.

- Irregularidad por discontinuidad en el diafragma

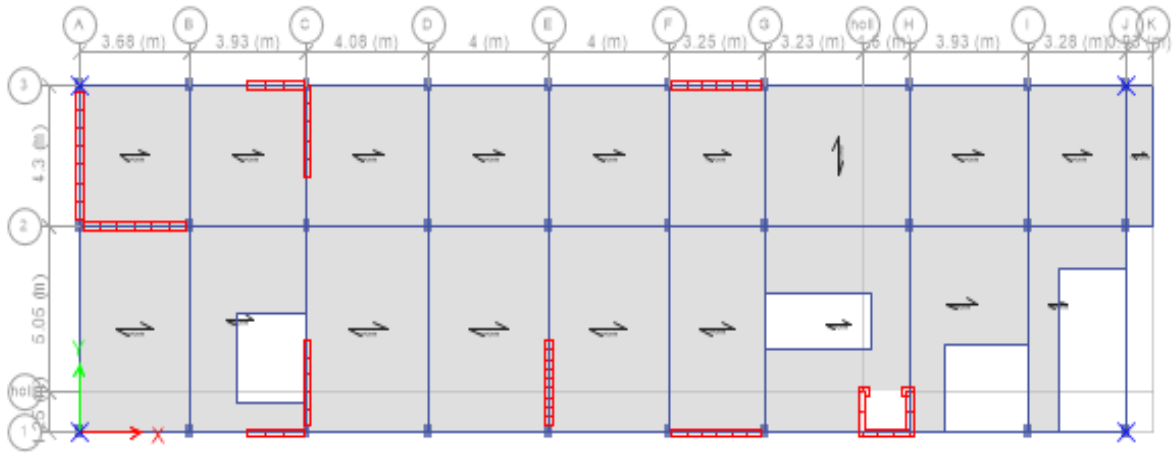
“La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que el 50% del área bruta del diafragma” (E-030, 2016, p. 388).

Figura N° 49: Vista lateral de la estructura en planta.



Fuente: Etabs 2016.

Figura N° 50: Vista en planta del primer al tercer nivel.



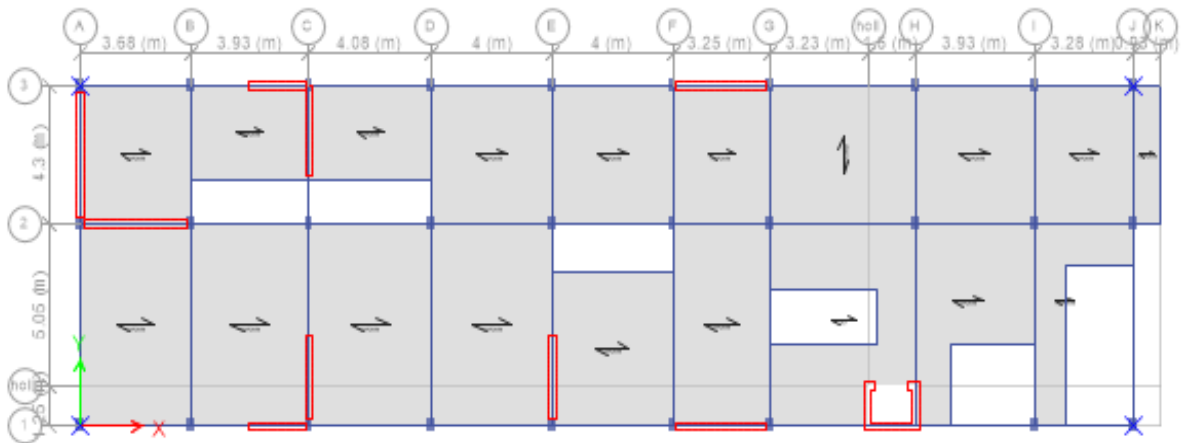
Fuente: Etabs 2016.

Ahueca < 50% Adiafragma bruta

$$25.3208 \text{ m}^2 < 50\% 368.52 \text{ m}^2$$

$$25.3208 \text{ m}^2 < 184.26 \text{ m}^2$$

Figura N° 51: Vista en planta del cuarto nivel.



Fuente: Etabs 2016.

Ahueca < 50% Adiafragma bruta

$$32.2607 \text{ m}^2 < 50\% 368.52 \text{ m}^2$$

$$32.2607 \text{ m}^2 < 184.26 \text{ m}^2$$

Siendo el área hueca menor al 50% del área total del diafragma y no tomando en cuenta el último nivel, se considera que no existe irregularidad por discontinuidad del diafragma.

- **Sistemas no paralelos**

La presente edificación en cualquiera de las direcciones de análisis, todos sus elementos de corte son totalmente paralelos, descartando la presente irregularidad.

Interpretación:

- Después de haber realizado el control de la regularidad estructural tanto en altura como en planta, se determinó que la estructura para uso de una clínica es una estructura regular, cumpliendo en su mayor parte de simetría siendo un parámetro importante para un edificación esencial, finalmente los coeficientes que afectaran al factor básico de reducción sísmica son:

$$I_a = 1.00$$

$$I_p = 1.00$$

- El coeficiente básico de reducción sísmica R_0 , el cual en un inicio se tomó con el valor de 6 debido a que se determinó el sistema de muros estructurales en el eje X e Y se multiplicará por los coeficientes de irregularidad, las cuales al no existir toma un valor de la unidad, por lo tanto el coeficiente definitivo de reducción de las fuerzas sísmicas en las dos direcciones de análisis será:

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

$$R = 6 \times 1 \times 1$$

$$R = 6$$

5.1.16. Fuerza cortante basal corregida

La fuerza cortante basal de la edificación para la estructura se determinará con lo siguiente:

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

Dónde:

V = Cortante basal

Z = Zona

U = Categoría de la edificación

C = Coeficiente de amplificación sísmica

S = Factor del suelo

R = Coeficiente de reducción sísmica

P = Peso sísmico de la estructura

Tabla N° 110: Valores Z.U.C.S. para análisis de la fuerza cortante en el sistema.

Z	0.45
U	1.5
C en X	2.5
C en Y	2.5
S	1.10
R _{XY}	6
P	1613.7128 Tn

Fuente: Elaboración propia

Para "x"

$$V_x = \frac{0.45 \times 1.5 \times 2.5 \times 1.10}{6} \times 1613.7128 = 499.2424 \text{ Tn}$$

Para "y"

$$V_y = \frac{0.45 \times 1.5 \times 2.5 \times 1.10}{6} \times 1613.7128 = 499.2424 \text{ Tn}$$

Se corrobora con el software Etabs

Tabla N° 111: Coeficiente real de fuerza cortante en el sistema.

Load Case/Combo	VX tonf	VY tonf	MX tonf-m	MY tonf-m
S_EXT X	-499.2424	0	0	-4886.7904
S_EXT Y	0	-499.2505	4886.8694	0

Fuente: Etabs 2016.

Tabla N° 112: Coeficiente real de fuerza cortante en el sistema.

Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity %	Ecc. Overridden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
S_EXT X	Seismic	X + Ecc. Y	5	False	Story4	Base	0.30938	1	1613.713	499.2424
S_EXT Y	Seismic	Y + Ecc. X	5	False	Story4	Base	0.30938	1	1613.713	499.2505

Fuente: Etabs 2016.

Interpretación:

Al inicio determinamos de igual forma que la estructura no presenta irregularidad, asignándole un coeficiente para ambas de la unidad. Al corroborar, ya no es necesario volver a calcular, lo cual hasta ahora la hemos cumplimos con la primera finalidad del análisis estático, determinar las irregularidades de la estructura analizada.

5.1.17. Comprobación de sistema estructural muros estructurales

Como se tiene entendido la estructura inicial aporricado, se ha visto modificado mediante adición de rigidez lateral con muros estructurales en los dos ejes, por ende se asume hasta el momento que se tiene una estructura muros estructurales (pórticos + placas), ya teniendo definido hasta en el ítem anterior la cortante estática, podemos corroborar definitivamente si el sistema es por muros estructurales en los dos sentidos, sabiendo cuanto de cortante absorben dichas placas.

La E.030 nos especifica lo siguiente:

- Pórticos: Por lo menos el 80% de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. En caso se tengan muros estructurales, estos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez.
- Muros estructurales: Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúan por lo menos el 70% de la fuerza cortante en la base
- Dual: Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos más muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros esta entre 20% al 70% del cortante en la base del edificio. Los pórticos deberán ser diseñados para resistir por lo menos 30% de la fuerza cortante en la base.

Interpretación:

- Una vez que el modelo este corrido y analizado, determinaremos que cortante real absorben esas placas, y la dividiremos entre la cortante total que va a atacar en esa dirección.
- Obtenemos las cortantes en las placas para los diferentes niveles de la edificación.
- Vamos a evaluar con respecto a la cortante mayor, es decir las cortantes que atacan en el primer nivel, pues luego va disminuyendo.
- Por lo tanto se calculará en función a la cortante que toma el primer nivel.

Tabla N° 113: Fuerzas cortantes en la base de los elementos Piers en el eje "X".

Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P tonf	V2 tonf
Story1	Px1	S_EXT X	Bottom	-92.3997	139.9435
Story1	Px2	S_EXT X	Bottom	97.985	36.5997
Story1	Px3	S_EXT X	Bottom	85.4134	42.3227
Story1	Px4	S_EXT X	Bottom	14.8274	92.858
Story1	Px5	S_EXT X	Bottom	-1.126	106.2323
Story1	Px6	S_EXT X	Bottom	-44.0041	48.0004
Story1	Px7	S_EXT X	Bottom	15.6216	0.1173
					466.0739

Fuente: Etabs 2016.

Tabla N° 114: Cortante en la base en el eje "X".

Load Case/Combo	VX tonf	VY tonf
S_EXT X	499.2424	0
S_EXT Y	0	499.2505

Fuente: Etabs 2016.

Tabla N° 115: Fuerzas cortantes en la base de los elementos Piers en el eje "Y".

Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P tonf	V2 tonf
Story1	Py1	S_EXT Y	Bottom	-66.6875	28.2825
Story1	Py2	S_EXT Y	Bottom	-154.9128	68.0065
Story1	Py3	S_EXT Y	Bottom	189.6151	90.8096
Story1	Py4	S_EXT Y	Bottom	-63.7134	109.7372
Story1	Py5	S_EXT Y	Bottom	-10.1966	44.7963
Story1	Py6	S_EXT Y	Bottom	-163.9012	67.8624
					409.4945

Fuente: Etabs 2016.

Tabla N° 116: Cortante en la base en el eje "Y".

Load Case/Combo	VX tonf	VY tonf
S_EXT X	499.2424	0
S_EXT Y	0	499.2505

Fuente: Etabs 2016.

Tabla N° 117: Verificación del Sistema Estructural.

Verificación del Sistema Estructural				
Del cortante basal en XX (NS)	466.07 Tonf	Absorbe un	93.36%	Muros estructurales
Del cortante basal en YY (WE)	409.50Tonf	Absorbe un	82.02 %	Muros estructurales

Fuente: Etabs 2016.

Interpretación:

- Como observamos en el eje X, los muros estructurales toman el 93.36% de la cortante basal en XX. Por lo tanto fue correcto el asumir sistema de muros estructurales en “X”.
- A la vez en el eje Y, estos muros estructurales absorben el 82.02 % de la cortante basal en YY. Por lo tanto fue correcto el asumir sistema de muros estructurales en “Y”.
- La estructura analizada será a base de muros estructurales, por lo cual corresponde $R_o = 6$, respectivamente.

Por lo tanto, se considera un $R_o = 6$. Con esto no es necesario modificar los cálculos anteriormente obtenido en el programa.

5.1.18. Distribución de la fuerza en altura

La fuerza que recibe la base, denominada cortante basal, actuara en todos los niveles de la edificación, de tal forma procedemos a calcular dichas fuerzas y su distribución en el centro de masas finales.

$$F_i = \alpha_i \times V$$

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

El periodo natural obtenido es menor a los 0.5 segundos por lo tanto el exponente “k” se calcula de la siguiente manera:

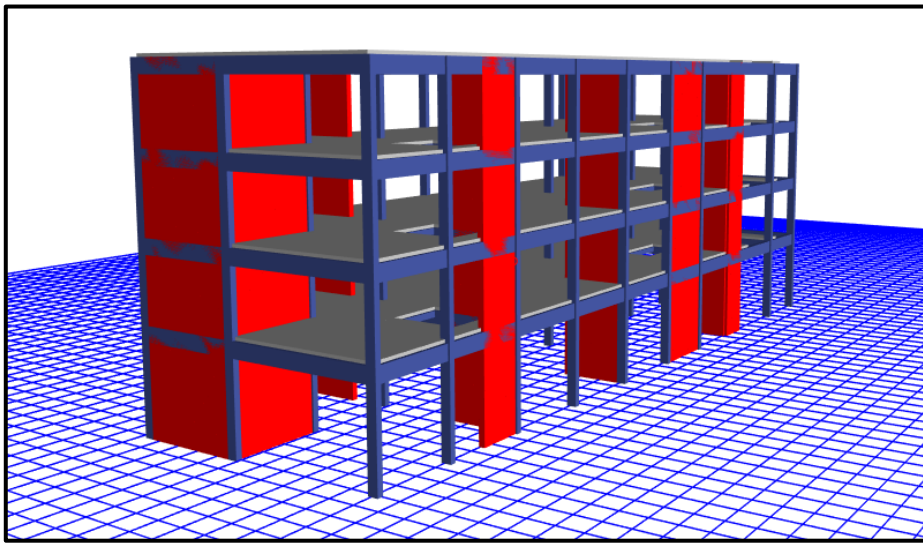
$T_x = 0.462$ segundos.

$T_y = 0.34$ segundos.

$K = 1.0$	$T \leq 0.5$ Segundos
$K = (0.75 + 0.5T) \leq 2.0$	$T \geq 0.5$ Segundos

$$k_{xy} = 1$$

Figura N° 52: Vista diagonal de la estructura de sistema de muros estructurales.



Fuente: Etabs 2016.

Hallando α_i

Tabla N° 118: Masa y peso de los niveles de la estructura en eje "X".

Story	Diaphragm	Mass X tonf-s ² /m	Peso X tonf
Story1	D1	44.03717	432.004638
Story2	D2	42.83609	420.222043
Story3	D3	43.07617	422.577228
Story4	D4	29.35346	287.957443

Fuente: Etabs 2016.

Tabla N° 119: Calculo del coeficiente α_i en el eje "X".

Piso	Altura de (hi) m	Peso (Pi) Tn	k	α_i
4	13.60	287.957443	1	0.29685
3	10.45	422.577228	1	0.33473
2	7.30	420.222043	1	0.23253
1	4.15	432.004638	1	0.13590
				1.00

Fuente: Etabs 2016.

Tabla N° 120: Masa y peso de los niveles de la estructura en "Y"

Story	Diaphragm	Mass Y tonf-s ² /m	Peso Y tonf
Story1	D1	44.03717	432.004638
Story2	D2	42.83609	420.222043
Story3	D3	43.07617	422.577228
Story4	D4	29.35346	287.957443

Fuente: Etabs 2016.

Tabla N° 121: Calculo del coeficiente α_i en el eje "Y".

Piso	Altura de (hi) m	Peso (Pi) Tn	k	α_i
4	13.60	287.957443	1	0.29685
3	10.45	422.577228	1	0.33473
2	7.30	420.222043	1	0.23253
1	4.15	432.004638	1	0.13590
				1.00

Fuente: Etabs 2016.

Hallando F_i

Tabla N° 122: Cortante en la base de los diferentes niveles en el eje "X".

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf
Story4	S_EXT X	Bottom	0	-147.4223	0
Story3	S_EXT X	Bottom	0	-314.9163	0
Story2	S_EXT X	Bottom	0	-431.2913	0
Story1	S_EXT X	Bottom	0	-499.2424	0

Fuente: Etabs 2016.

Tabla N° 123: Cortante en la base de los diferentes niveles en el eje "Y".

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf
Story4	S_EXT Y	Bottom	0	0	-147.4247
Story3	S_EXT Y	Bottom	0	0	-314.9214
Story2	S_EXT Y	Bottom	0	0	-431.2983
Story1	S_EXT Y	Bottom	0	0	-499.2505

Fuente: Etabs 2016.

Tabla N° 124: Fuerzas distribuidas en el eje "X"

Nivel	α	V (Tn)	Fx
Story4	0.404	147.422	59.544
Story3	0.302	314.916	95.068
Story2	0.212	431.291	91.463
Story1	0.082	499.242	41.014
	1.00	1392.872	

Fuente: Etabs 2016.

Tabla N° 125: Fuerzas distribuidas en el eje "Y"

Nivel	α	V (Tn)	Fy
Story4	0.404	147.422	59.544
Story3	0.302	314.916	95.068
Story2	0.212	431.291	91.463
Story1	0.082	499.242	41.014
	1.00	1392.872	

Fuente: Etabs 2016.

5.1.19. Desplazamientos laterales y control de derivas

Para los desplazamientos laterales y el control de derivas la norma E.030 nos indica en su capítulo 5, ítem 5.1. que para estructuras regulares, estos desplazamientos elásticos serán multiplicado por 0.75 R los resultados obtenido del análisis lineal y elásticos con las sollicitaciones sísmicas reducidas. Cabe indicar que se calculará las derivas en un análisis estático solo para fines comparativos.

Tabla N° 126: Desplazamientos inelásticos sismo estático sistema aporticado en "X".

					ELÁSTICOS	INELÁSTICOS	
		Desplazamiento	h entrepiso	D. Rel	Deriva X	Deriv x R	E 030
Story4	S_ESTX	0.013431	3.15	0.003368	0.001069206	0.004811429	CUMPLO
Story3	S_ESTX	0.010063	3.15	0.003683	0.001169206	0.005261429	CUMPLO
Story2	S_ESTX	0.00638	3.15	0.003491	0.001108254	0.004987143	CUMPLO
Story1	S_ESTX	0.002889	4.15	0.002889	0.000696145	0.003132651	CUMPLO

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 127: Desplazamientos inelásticos sismo estático sistema aporticado en "Y".

					ELÁSTICOS	INELÁSTICOS	
		Desplazamiento	h entrepiso	D. Rel	Deriva X	Deriv x R	E 030
Story4	S_ESTY	0.034089	3.15	0.008418	0.002672381	0.012025714	NO CUMPLO
Story3	S_ESTY	0.025671	3.15	0.008808	0.00279619	0.012582857	NO CUMPLO
Story2	S_ESTY	0.016863	3.15	0.00911	0.002892063	0.013014286	NO CUMPLO
Story1	S_ESTY	0.007753	4.15	0.007753	0.001868193	0.008406867	NO CUMPLO

Fuente: Elaboración propia.

5.1.20. Análisis de resultados (Fuerza equivalentes – Muros estructurales)

De la tabla anterior se puede observar que en un análisis por fuerzas equivalente las derivas no son muy elevadas pasando el control de la E.030. en el eje "X", mientras que en el eje "Y" en el resto de niveles no pasa el control de la norma.

5.2. Análisis sísmico dinámico

Se prosigue con el análisis sísmico estructural incluido en la combinación modal – espectral.

5.2.1. Aceleración espectral

Para cada una de las direcciones analizamos la edificación empleando un espectro de pseudo – aceleración definido con lo siguiente:

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

Dónde:

Z = Zona 4 (0.45)

U = Categoría esencial A2 (1.5)

C = Coeficiente de amplificación sísmica definido en el posterior ítem

S = Factor del tipo de suelo S3 (1.10)

R = Coeficiente de reducción sísmica en estructura de Muros estructurales en X y en Y (6).

G = Aceleración de la gravedad 9.81 m/s²

5.2.2. Espectro de respuesta

Tabla N° 128: Datos A ingresar para el espectro.

DATOS	FACTORES	DATOS	DIR X-X	DIR Y-Y
Z	0.45	R _o	6	6
U	1.50	I _a	1.00	1.00
S	1.10	I _p	1.00	1.00
T _p	1.00	R	6	6
T _L	1.60			

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 129: Valores del espectro – aceleración.

C	T	Sa Dir X-X	Sa Dir Y-Y
2.50	0.00	0.30938	0.30938
2.50	0.02	0.30938	0.30938
2.50	0.04	0.30938	0.30938
2.50	0.06	0.30938	0.30938
2.50	0.08	0.30938	0.30938
2.50	0.10	0.30938	0.30938
2.50	0.12	0.30938	0.30938
2.50	0.14	0.30938	0.30938
2.50	0.16	0.30938	0.30938
2.50	0.18	0.30938	0.30938
2.50	0.20	0.30938	0.30938
2.50	0.25	0.30938	0.30938
2.50	0.30	0.30938	0.30938
2.50	0.35	0.30938	0.30938
2.50	0.40	0.30938	0.30938
2.50	0.45	0.30938	0.30938
2.50	0.50	0.30938	0.30938
2.50	0.55	0.30938	0.30938
2.50	0.60	0.30938	0.30938
2.50	0.65	0.30938	0.30938
2.50	0.70	0.30938	0.30938
2.50	0.75	0.30938	0.30938
2.50	0.80	0.30938	0.30938
2.50	0.85	0.30938	0.30938
2.50	0.90	0.30938	0.30938
2.50	0.95	0.30938	0.30938
2.50	1.00	0.30938	0.30938
2.27	1.10	0.28125	0.28125
2.08	1.20	0.25781	0.25781
1.92	1.30	0.23798	0.23798
1.79	1.40	0.22098	0.22098

1.67	1.50	0.20625	0.20625
1.56	1.60	0.19336	0.19336
1.38	1.70	0.17128	0.17128
1.23	1.80	0.15278	0.15278
1.11	1.90	0.13712	0.13712
1.00	2.00	0.12375	0.12375
0.79	2.25	0.09778	0.09778
0.64	2.50	0.07920	0.07920
0.53	2.75	0.06545	0.06545
0.44	3.00	0.05500	0.05500
0.25	4.00	0.03094	0.03094
0.16	5.00	0.01980	0.01980
0.11	6.00	0.01375	0.01375
0.08	7.00	0.01010	0.01010
0.06	8.00	0.00773	0.00773
0.05	9.00	0.00611	0.00611
0.04	10.00	0.00495	0.00495

Fuente: Elaboración propia.

Gráfico N° 4: Espectro de respuesta para X

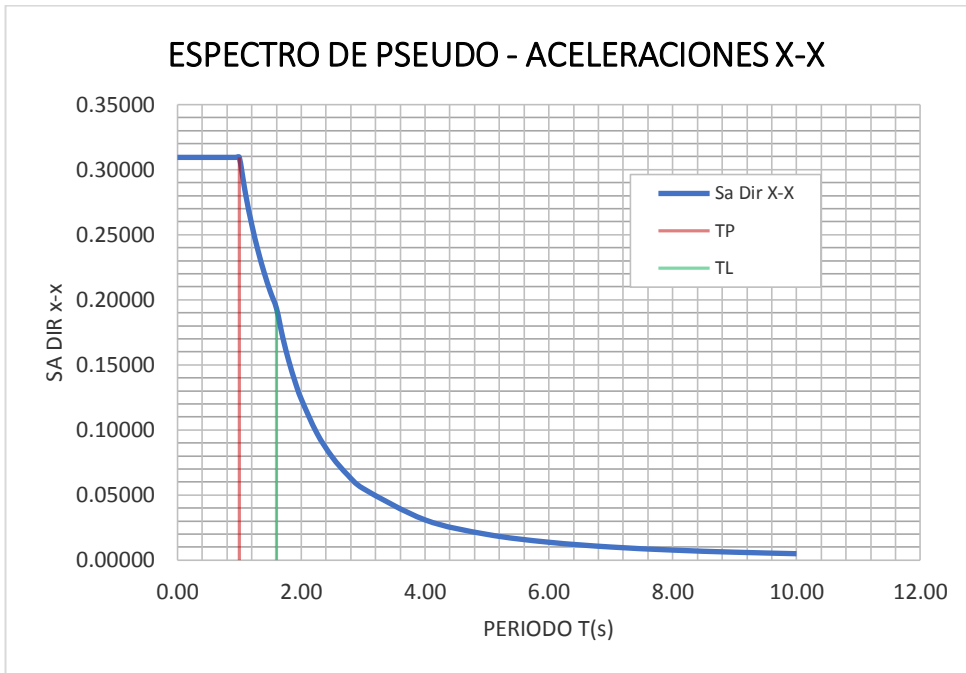


Gráfico N° 5: Espectro de respuesta para Y

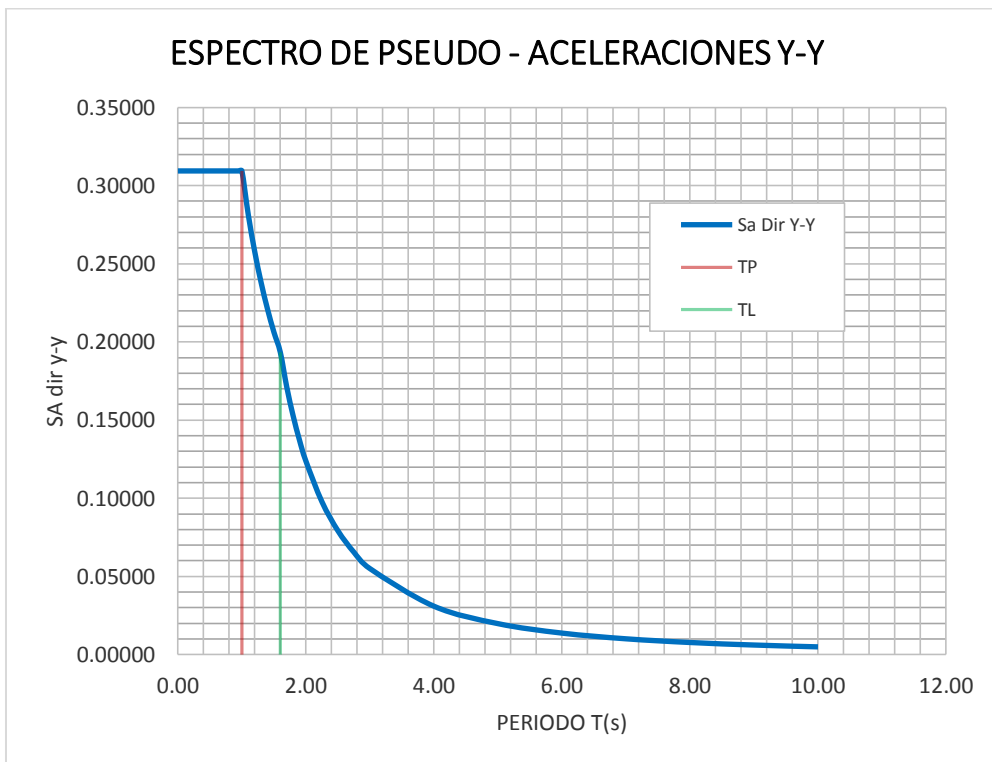


Gráfico N° 6: Espectro de velocidades para X y Y

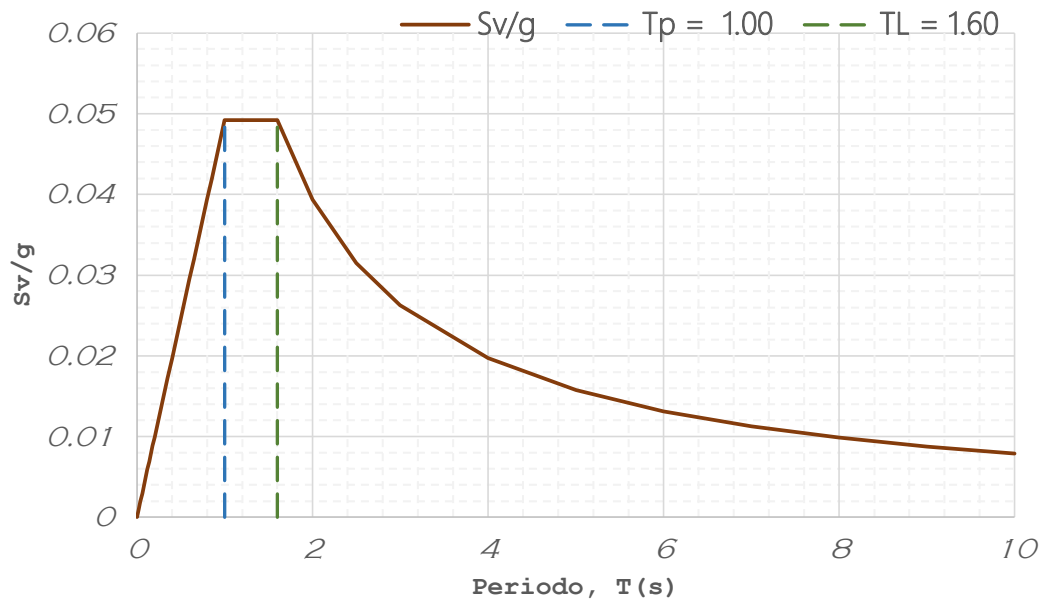
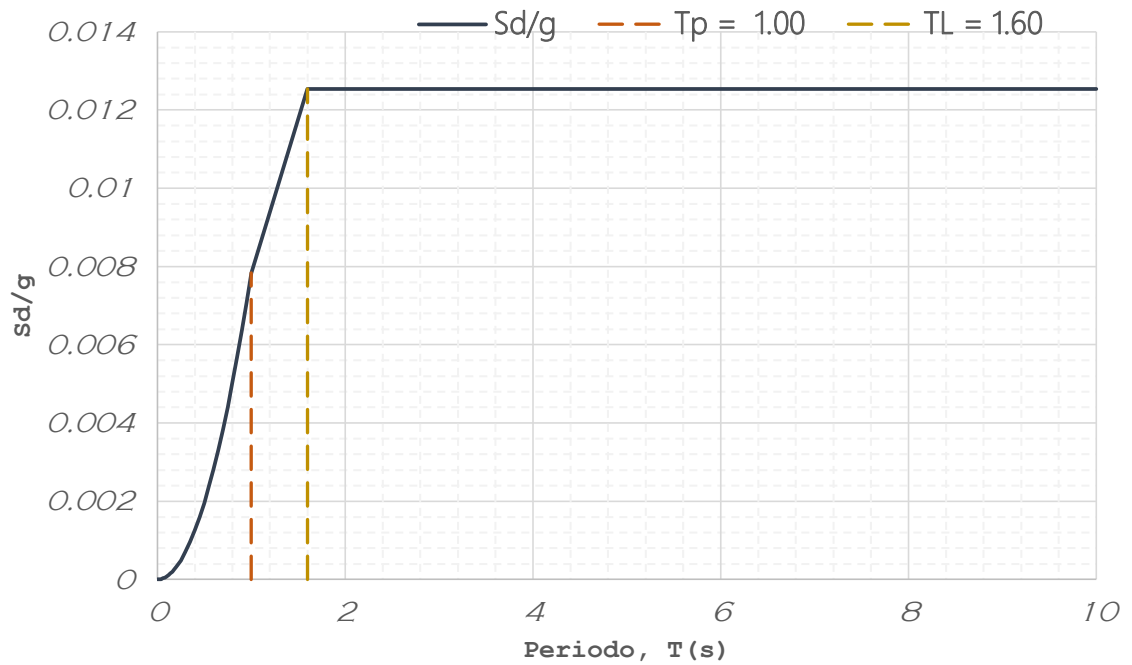


Gráfico N° 7: Espectro de aceleraciones para X y Y



5.2.3. Cortante dinámico en la base

La fuerza cortante basal dinámica para ambas direcciones fue calculada por el software ETABS.

Tabla N° 130: Cortantes dinámico en la base.

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf
S_DINX Max	366.2925	-
S_DINY Max	-	281.6907

Fuente: Etabs 2016.

5.2.4. Cortante estático vs cortante dinámico

Se procede a cumplir con el ítem 4.6.4 del RNE E.030, cortante mínima en la base al sistema de muros estructurales.

Tabla N° 131: Cortante estático vs cortantes dinámico sistema muros estructurales.

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf
S_EXT X	499.2424	0
S_EXT Y	0	499.2505
S_DINX Max	366.2925	110.6741
S_DINY Max	110.6704	469.4238

Fuente: Etabs 2016.

Interpretación:

- Según la norma E-030 ítem 4.6.4. nos dice que la cortante en el primer edificio no podrá ser menor que el 80% del valor calculado para estructuras regulares.
- Como se aprecia en el cuadro tiene que realizarse un escalamiento de manera proporcional, ya que no se cumplió con sobrepasar el 80% en ambos ejes de la cortante estática para estructuras regulares.

5.2.4.1. Escalamiento

- Regular el v. dinámico tiene que ser mayor o igual al 80% del cortante estático
- Irregular el v. dinámico tiene que ser mayor o igual al 90% del cortante estático

Tabla N° 132: Cortante dinámico vs. Cortante estático y factor de escala.

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf
S_EXT X	499.2424	0
S_EXT Y	0	499.2505
S_DINX Max	366.2925	110.6741
S_DINY Max	110.6704	469.4238
% Vdin/Vest	73.37	56.42
	80	80
	Factor X	Factor Y
	1.09	1.42

Fuente: Etabs 2016.

Tabla N° 133: Cortante estático vs cortantes dinámico sistema muros estructurales escalado.

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf
S_EXT X	499.2424	0
S_EXT Y	0	499.2505
S_DINX Max	399.2577	110.6741
S_DINY Max	110.6704	666.5704

Fuente: Elaboración propia.

5.2.5. Masa participativa

La edificación trabaja cumpliendo como establece la norma E.030, con un mínimo del 90% de la masa con un número determinado de modos de vibraciones, considerando un mínimo de 3 primeros modos.

Tabla N° 134: Control de masa participativa sistema de muros estructurales.

Case	Mode	Period	UX	UY	%	%
		sec				
Modal	1	0.461	0.0075	0.4777	0.75%	47.77%
Modal	2	0.326	0.7342	0.0471	74.17%	52.48%
Modal	3	0.23	0.0607	0.2852	80.24%	81.01%
Modal	4	0.126	0.0012	8.52E-02	80.36%	89.52%
Modal	5	0.084	0.164	0.0054	96.76%	90.06%
Modal	6	0.061	0.0039	0.0753	97.15%	97.59%
Modal	7	0.06	0.00000493	0.0092	97.15%	98.52%
Modal	8	0.041	2.50E-02	6.00E-04	99.65%	98.57%
Modal	9	0.04	3.46E-05	2.80E-03	99.66%	98.86%
Modal	10	0.03	0.0002	0.0099	99.68%	99.85%
Modal	11	0.028	3.20E-03	0.0001	100.00%	99.86%
Modal	12	0.021	8.53E-06	0.0014	100.00%	100.00%

Fuente: Etabs 2016.

Interpretación:

Como observamos en el cuadro, para el análisis de la estructura, solo bastaría para el eje “X” y para el eje “Y” analizar con 5 modos, ya que en cada uno de ellos se logró sobrepasar el mínimo del 90% de masa participativa por parte de la estructura.

5.2.6. Desplazamientos laterales y control de derivas

Ya teniendo el modelo en su totalidad, evaluamos las derivas elásticas en ambos ejes de análisis. Para los desplazamientos laterales y el control de derivas la norma E.030 nos indica en su capítulo 5, ítem 5.1. que para estructuras regulares, estos desplazamientos elásticos serán multiplicado por 0.75 R los resultados obtenido del análisis lineal y elásticos con las sollicitaciones sísmicas reducidas.

Las derivas inelásticas deberán ser como máximo 0.007 para edificaciones de concreto armado.

Tabla N° 135: Control de distorsiones de entrepiso.

					ELÁSTICOS	INELÁSTICOS	
		Desplazamiento	h entrepiso	D. Rel	Deriva X	Deriv x R	E 030
Story4	S_DINX 4	0.011622	3.15	0.002982	0.000946667	0.00426	CUMPLO
Story3	S_DINX 3	0.00864	3.15	0.003226	0.001024127	0.004608571	CUMPLO
Story2	S_DINX 2	0.005414	3.15	0.003006	0.000954286	0.004294286	CUMPLO
Story1	S_DINX 1	0.002408	4.15	0.002408	0.000580241	0.002611084	CUMPLO

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 136: Desplazamientos laterales y control de derivas con el factor de escala en "Y"

					ELÁSTICOS	INELÁSTICOS	
		Desplazamiento	h entrepiso	D. Rel	Deriva X	Deriv x R	E 030
Story4	S_DINY 4	0.034031	3.15	0.008591	0.002727302	0.009818286	NO CUMPLO
Story3	S_DINY 3	0.02544	3.15	0.008706	0.00276381	0.009949714	NO CUMPLO
Story2	S_DINY 2	0.016734	3.15	0.009085	0.002884127	0.010382857	NO CUMPLO
Story1	S_DINY 1	0.007649	4.15	0.007649	0.001843133	0.006635277	CUMPLO

Fuente: Elaboración propia.

5.2.7. Análisis de resultados

Las derivas ante un análisis dinámico son menores a las de un análisis estático, ya que es un análisis más real.

De los cuadros anteriores observamos que las derivas en el eje "X" pasan el control de la norma y en "Y" las derivas no pasan el control de la E.030. sobrepasando el límite permitido, en dicho eje el proyecto manda un acoplamiento de disipadores de fluidos viscoso.

SUB - CAPITULO VI

ANÁLISIS SÍSMICO CON OPTIMIZACIÓN DE DISIPADORES VISCOSOS

A la edificación se le incrementó elementos de corte (placas) los cuales ayudaron de gran forma a la estructura, cambiando totalmente el sistema estructural de aporticado a muros estructurales para ambos ejes en análisis, en la cual obtenemos que las placas absorben más del 70% en los ambos ejes.

Ante esta adición de rigidez, la estructura se mostró con un comportamiento más favorable, obteniendo las derivas de entrepiso, aun sin cumplir con el máximo estipulado en la norma.

Debido a que la estructura no cumple para un diseño sísmico debido a que sobrepasa las derivas máximas estipuladas en la E030, se hará uso de un sistema de protección sísmica, en este proyecto serán los disipadores de fluido viscoso, empleando las siguientes normas:

- Realizar el análisis estructural de la edificación (ASCE 7-10)
- Calcular las propiedades del disipador de energía – diseño en acero (Fema 273-274, AISC Steel Construction 13th)
- Análisis por desempeño (Hanus, Vision2000)

Para avanzar con el análisis dinámico tiempo – historia tenemos que realizar un análisis dinámico modal – espectral con un espectro de diseño usando $R=1$, debidos a que sus resultados serán comparados con los del tiempo – historia lineal para poder determinar el sismo de diseño para un análisis por desempeño.

El análisis sísmico con un sismo completo es decir $R=1$ de tal modo que nos manda la norma peruana E-030 2016, es para que la estructura entre en un comportamiento del rango no lineal ante un sismo severo, debemos tener en consideración que a diferencia de las derivas anteriores estos desplazamientos obtenidos se multiplican directamente por la unidad.

6.1. Análisis sísmico dinámico modal – espectral sísmica con R=1

La manera de analizar son los mismos usados en el análisis dinámico modal – espectral común, con la única diferencia que el valor de R = 1, en ambos ejes de análisis.

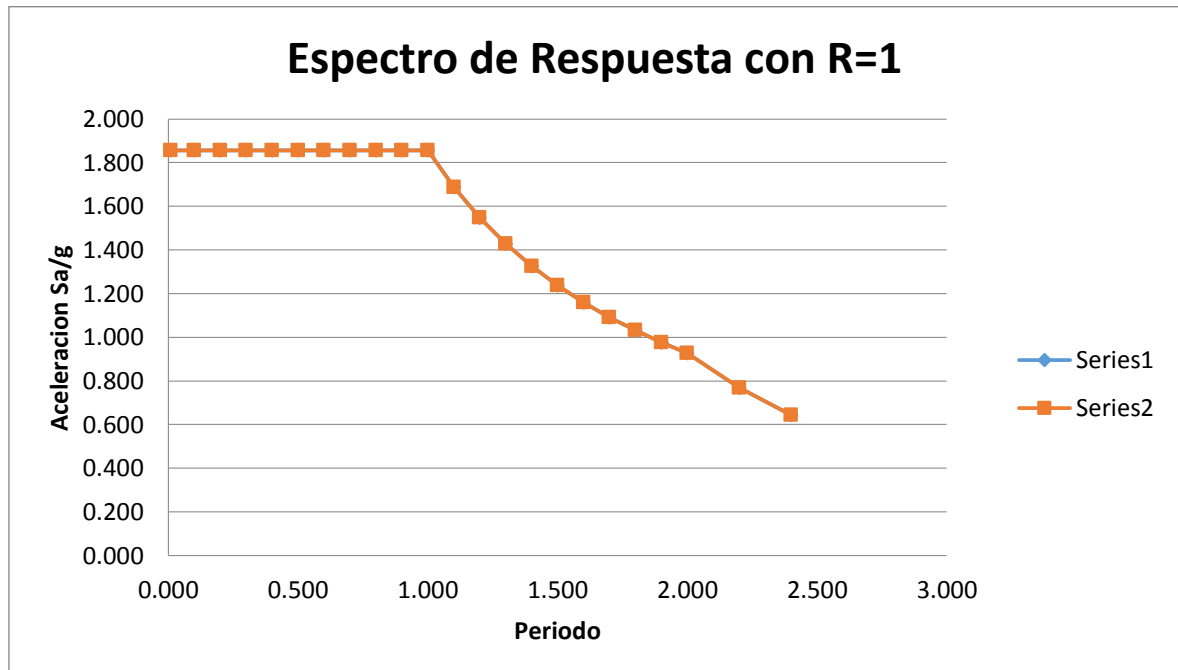
Tabla N° 137: para análisis de la fuerza cortante en el sistema.

Z	0.45
U	1.5
C en X	2.5
C en Y	2.5
S	1.10
R _{xy}	1
g	9.81 m/s ²

Fuente: Elaboración propia.

Con los parámetros de la tabla N° 137 se procede a realizar el cálculo del espectro se pseudo-aceleraciones (S_a – espectro objetivo de diseño).

Gráfico N° 8: Espectro de diseño.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 138: Cálculo de espectro de pseudo-aceleración sísmica

T	C	Sax=ZUCS/Rx	Say=ZUCS/Ry	Sax/g	Say/g
0.010	2.50	1.856	1.856	0.01 1.856	0.01 1.856
0.100	2.50	1.856	1.856	0.1 1.856	0.1 1.856
0.200	2.50	1.856	1.856	0.2 1.856	0.2 1.856
0.300	2.50	1.856	1.856	0.3 1.856	0.3 1.856
0.400	2.50	1.856	1.856	0.4 1.856	0.4 1.856
0.500	2.50	1.856	1.856	0.5 1.856	0.5 1.856
0.600	2.50	1.856	1.856	0.6 1.856	0.6 1.856
0.700	2.50	1.856	1.856	0.7 1.856	0.7 1.856
0.800	2.50	1.856	1.856	0.8 1.856	0.8 1.856
0.900	2.50	1.856	1.856	0.9 1.856	0.9 1.856
1.000	2.50	1.856	1.856	1 1.856	1 1.856
1.100	2.27	1.688	1.688	1.1 1.688	1.1 1.688
1.200	2.08	1.547	1.547	1.2 1.547	1.2 1.547
1.300	1.92	1.428	1.428	1.3 1.428	1.3 1.428
1.400	1.79	1.326	1.326	1.4 1.326	1.4 1.326
1.500	1.67	1.238	1.238	1.5 1.238	1.5 1.238
1.600	1.56	1.160	1.160	1.6 1.16	1.6 1.16
1.700	1.47	1.092	1.092	1.7 1.092	1.7 1.092
1.800	1.39	1.031	1.031	1.8 1.031	1.8 1.031
1.900	1.32	0.977	0.977	1.9 0.977	1.9 0.977
2.000	1.25	0.928	0.928	2 0.928	2 0.928
2.200	1.03	0.767	0.767	2.2 0.767	2.2 0.767
2.400	0.87	0.645	0.645	2.4 0.645	2.4 0.645

Fuente: Elaboración propia.

6.1.1. Control de derivas de entrepiso en análisis con R=1

Las derivas obtenidas en el análisis, los cuales servirán para obtener el sismo de diseño.

Tabla N° 139: Control de derivas de entrepiso en análisis con R=1 en el eje X.

Piso	Sismo	UX	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas	Control E-030 ≤ 0.007
		m				
4	S_DINR1X Max	0.069903	0.017886	3.15	0.0057	PASA
3	S_DINR1X Max	0.052017	0.019335	3.15	0.0061	PASA
2	S_DINR1X Max	0.032682	0.018052	3.15	0.0057	PASA
1	S_DINR1X Max	0.01463	0.01463	4.15	0.0035	PASA

Fuente: Etabs 2016.

Tabla N° 140: Control de derivas de entrepiso en análisis con R=1 en el eje Y.

Piso	Sismo	UY	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas	Control E-030 ≤ 0.007
		m				
4	S_DINR1Y Max	0.122689	0.030954	3.15	0.0149	NO PASA
3	S_DINR1Y Max	0.091735	0.031283	3.15	0.0158	NO PASA
2	S_DINR1Y Max	0.060452	0.032697	3.15	0.0175	NO PASA
1	S_DINR1Y Max	0.027755	0.027755	4.15	0.0069	PASA

Fuente: Etabs 2016.

Como se puede apreciar se incrementaron las derivas, en ambos ejes. El número de derivas que no cumplen son desde el segundo nivel hasta el cuarto en el eje Y. Mientras que en el eje X todos cumplen.

6.2. Registros sísmicos

Se consideraron 3 registros sísmicos, debido a que es el mínimo que permite la norma E-030 2016 los cuales son catalogados los más severos a nivel nacional y son los siguientes:

Tabla N° 141: ubicación de estaciones acelerométricas

SISMO	UBICACIÓN DE LA ESTACION	NOMBRE DE ARCHIVO
3 de Octubre de 1974	Parque de la reserva - Lima	PRQ-7410030921
17 de Octubre de 1966	Parque de la reserva - Lima	PRQ_6610171641F
15 de Agosto del 2007	Universidad Nacional San Luis Gonzaga - Ica	ICA2_0708151840

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 142: Registros sísmicos considerados para el análisis de la edificación.

Estación acelerométrica	Fecha	Componentes	Aceleración máxima (cm/seg ²)	Duración (seg.)
Ica	15 de Agosto del 2007	N - S	334.1	218.06
		E - W	-272.2	
Lima	3 de Octubre de 1974	N - S	179	97.96
		E - W	-192.5	
Lima	17 de Octubre de 1966	N - S	-269.34	197.64
		E - W	-180.59	

Fuente: Elaboración propia.

6.3. Corrección de acelerogramas

Se tendrá en cuenta correcciones de línea base y de filtrado, dejando con ello las ondas que corresponden solo a las ondas sísmicas en el acelerograma.

- De línea base

Con este método evitamos las desviación que tienen los acelerogramas respecto al centro, aplicando al acelerograma una corrección punto a punto igual al promedio aritmético del registro.

- Filtrado de la señal

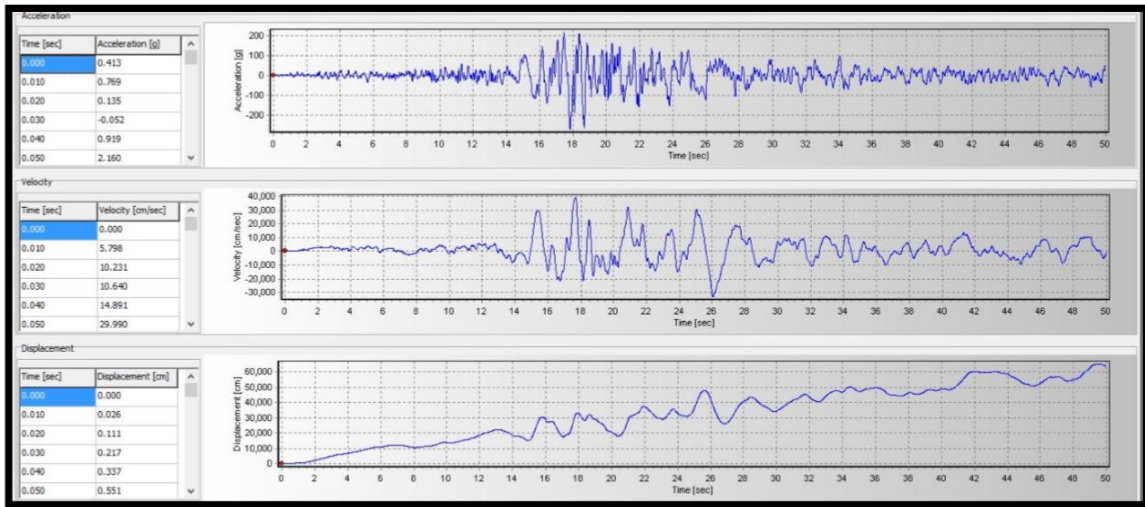
Este proceso es empleado para eliminar componentes frecuenciales que no se desean para una señal ya dada, por ejemplo el ruido que posee alta o baja frecuencia en los sitios donde se registra, debido al paso de automóviles, ruido ambiental, etc, esto hace que la señal inicial se distorsione con otra señal de cierto nivel que puede ocultar características significativas de la misma.

Figura N° 53: Datos de la aceleración de registros sísmicos.

DATOS DE ACELERACION:					
DT	EO	NS	V		
0	0.41341	-0.25737	1.48593	0	0.41341
0.01	0.76875	0.76026	-0.45987	0.01	0.76875
0.02	0.135	1.13637	-1.90343	0.02	0.135
0.03	-0.05179	0.68497	0.43444	0.03	-0.05179
0.04	0.91863	0.30649	3.67711	0.04	0.91863
0.05	2.15958	0.59281	2.31691	0.05	2.15958
0.06	2.88207	1.21769	-3.19922	0.06	2.88207
0.07	3.36632	1.75055	-6.74099	0.07	3.36632
0.08	3.73874	2.04563	-5.45555	0.08	3.73874
0.09	3.34163	1.76527	-2.91231	0.09	3.34163
0.1	2.13967	0.62009	-1.96517	0.1	2.13967
0.11	1.41585	-0.73567	-0.14554	0.11	1.41585
0.12	2.03994	-1.13531	4.7716	0.12	2.03994
0.13	3.05255	-0.51537	9.4712	0.13	3.05255
0.14	2.99918	-0.09263	9.72291	0.14	2.99918
0.15	1.89983	-0.59882	6.85595	0.15	1.89983
0.16	0.93653	-1.3099	4.93372	0.16	0.93653
0.17	0.82605	-1.2247	4.00611	0.17	0.82605
0.18	1.41345	-0.29554	1.25672	0.18	1.41345
0.19	2.3316	0.95763	-2.69846	0.19	2.3316
0.2	3.14622	2.20757	-4.08733	0.2	3.14622
0.21	3.23144	3.18141	-2.27449	0.21	3.23144
0.22	2.34747	3.47936	-0.67048	0.22	2.34747

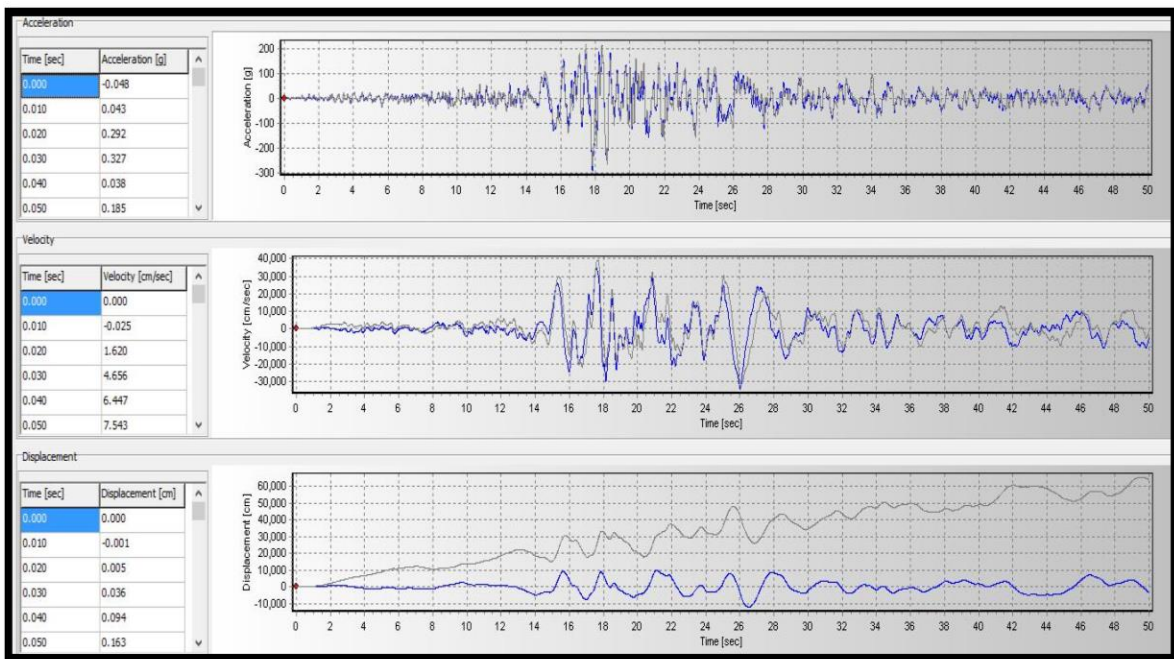


Figura N° 54: Acelerograma en coordenadas E – W de Ica en el SeismoSignal sin correcciones.



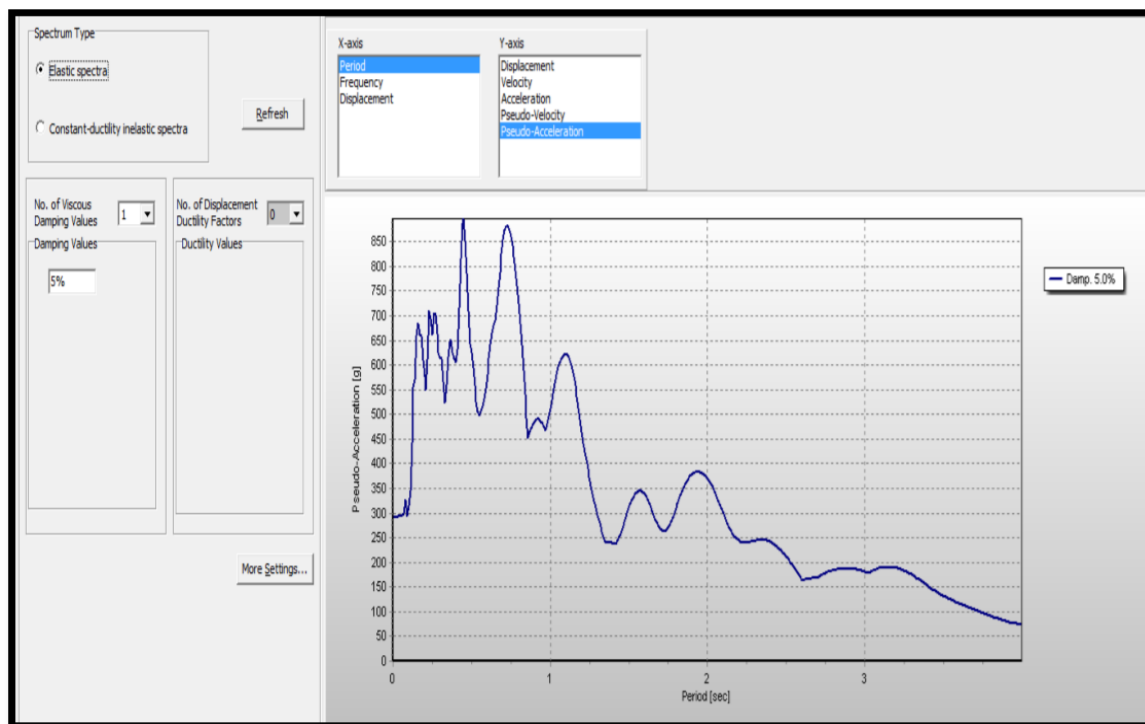
Fuente: SeismoSignal

Figura N° 55: Acelerograma en coordenadas E – W de Ica en el SeismoSignal corregido



Fuente: SeismoSignal

Figura N° 56: Acelerograma periodo vs pseudo-aceleración con corrección de línea y filtrado

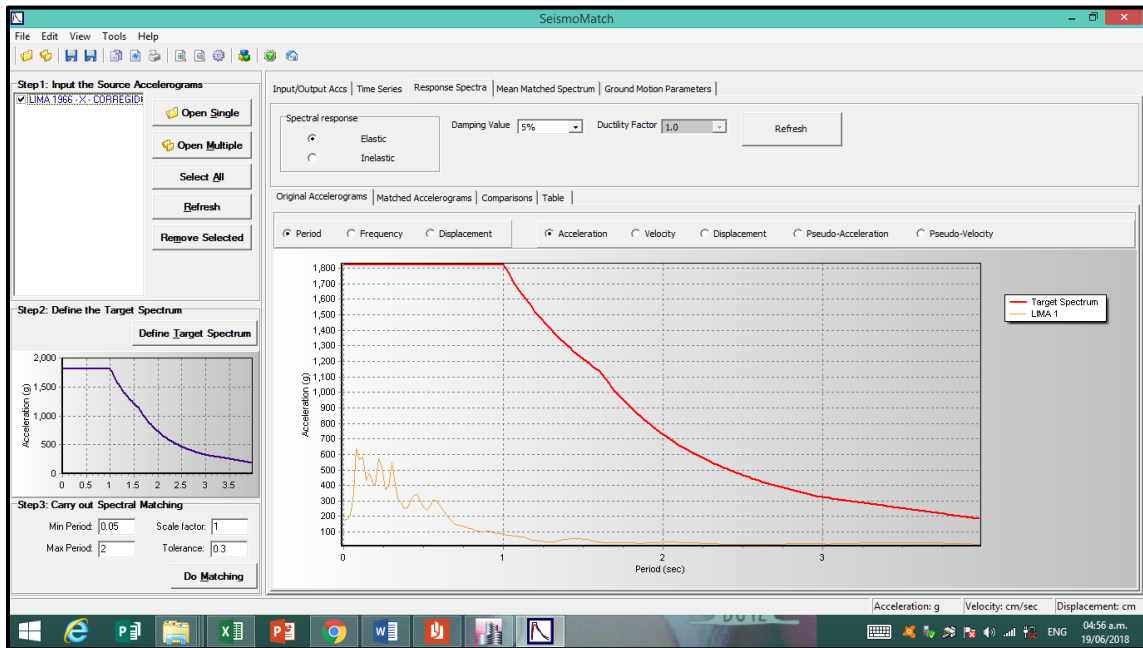


Fuente: SeismoSignal

6.4. Escalamiento de acelerogramas

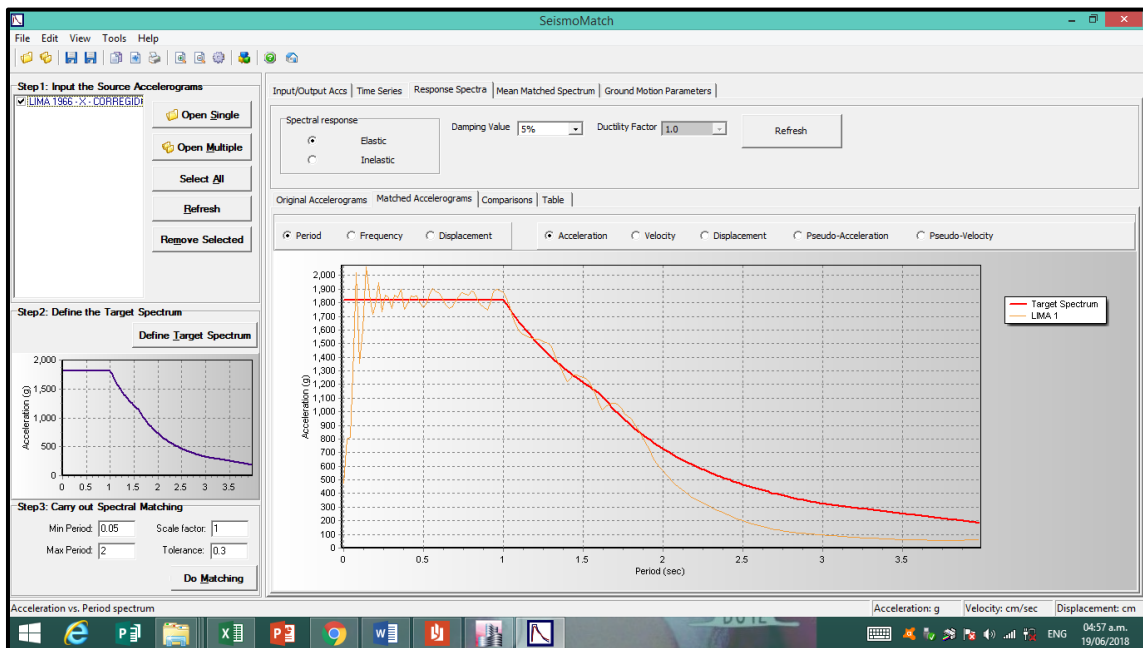
Escalamos los acelerogramas corregidos anteriormente, al espectro de diseño, con el apoyo del software SeismoMatch, daremos un ejemplo con el sismo de Lima 1966 y los dos restantes siguen el mismo procedimiento.

Figura N° 57: Espectro de diseño (color rojo) y registro sísmico sin escalar (color naranja)



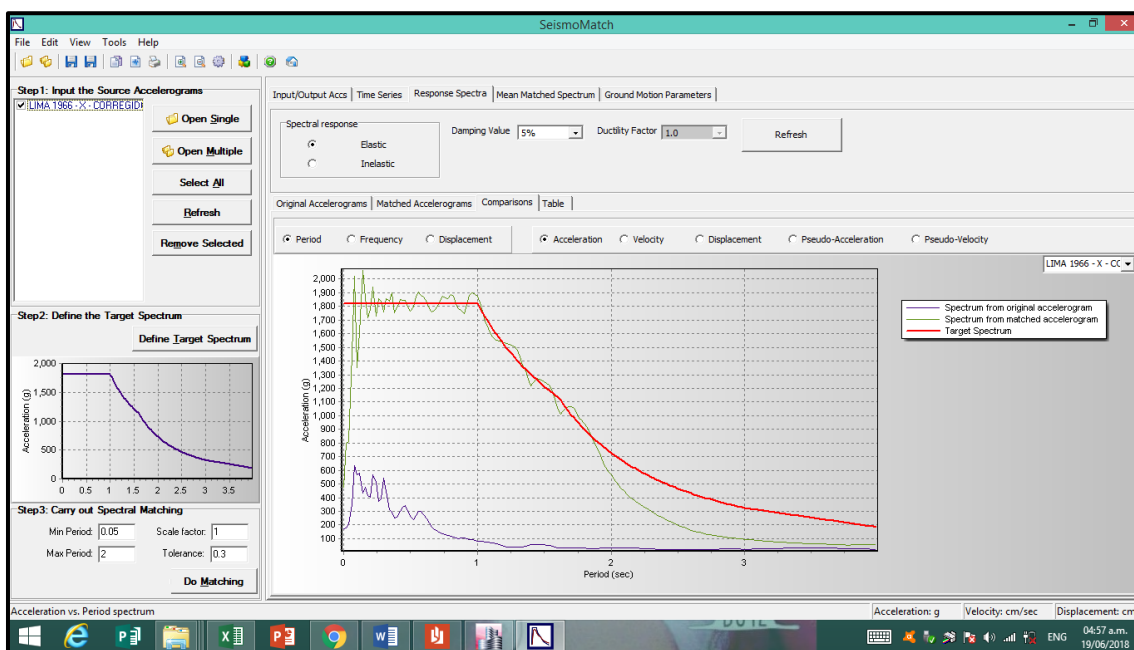
Fuente: SeismoMatch

Figura N° 58: Espectro de diseño (color rojo) y registro sísmico escalado (color naranja)



Fuente: SeismoMatch

Figura N° 59: Comparación entre registro sísmico sin escalar (color morado) y registro escalado (color verde) al espectro de diseño (color rojo)



Fuente: SeismoMatch

Obtenemos nuevas aceleraciones máximas de los registros sísmicos, las cuales se muestran en la siguiente tabla:

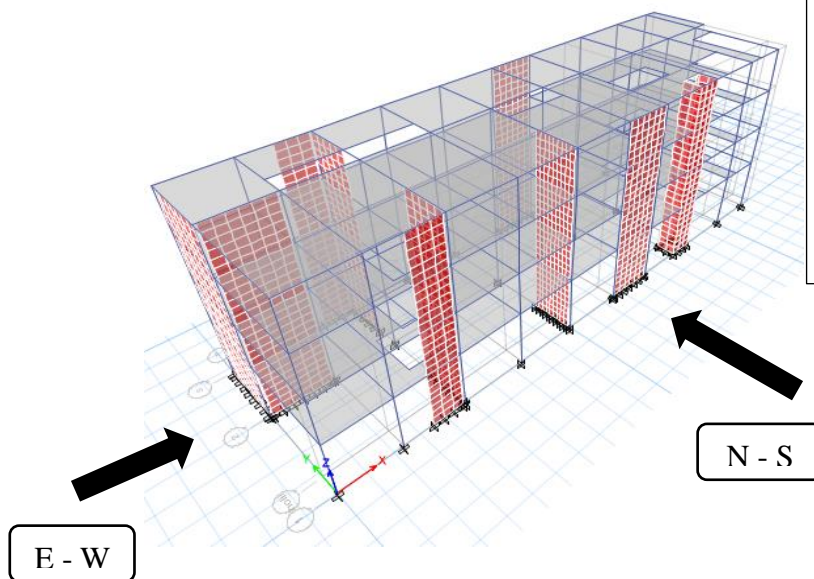
Tabla N° 143: Registros sísmicos escalados al espectro de diseño (objetivo)

Estación acelerométrica	Fecha	Componentes	Aceleración máxima (cm/seg ²)	Duración (seg.)
Ica	15 de Agosto del 2007	N - S	808.843	218.06
		E - W	918.946	
Lima	3 de Octubre de 1974	N - S	760.831	97.96
		E - W	1177.298	
Lima	17 de Octubre de 1966	N - S	1034.889	197.64
		E - W	917.346	

Fuente: Elaboración propia.

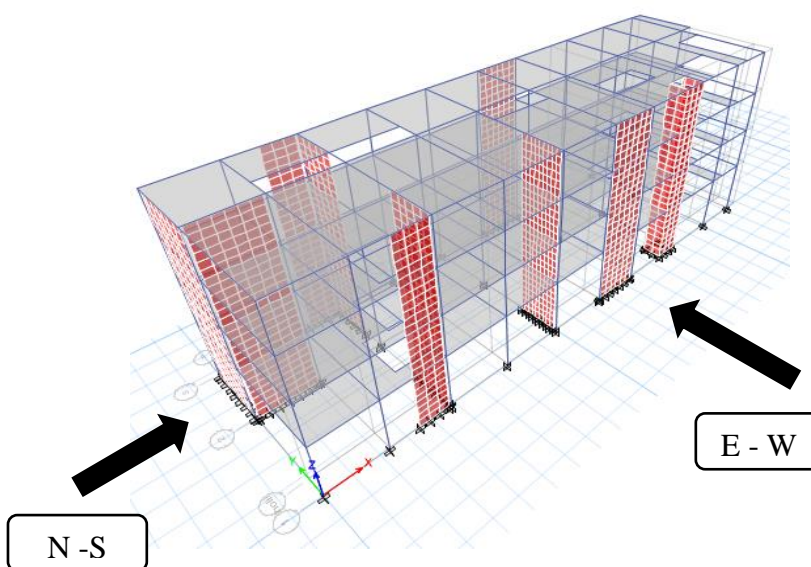
El análisis dinámico tiempo – Historia será llevado como nos manda la norma E-030 2016, esta nos indica que cada conjunto de registro sísmico tendrá dos componentes y aplicados en fuerza horizontal como la siguiente imagen:

Figura N° 60: Primer caso de análisis



CASO 1
DIRECCIÓN X-X
100% SISMO E - W
DIRECCIÓN Y-Y
100% SISMO N - S

Figura N° 61: Segundo caso de análisis



CASO 2
DIRECCIÓN X-X
100% SISMO N - S
DIRECCIÓN Y-Y
100% SISMO E - W

Para cada registro sísmico empleado se analizara por separado, en el caso 1 cuando la componente E - W del registro actúa en el eje X, y la componente N - S en el eje Y, luego en el caso 2 cuando la componente E - W actúa en el eje Y, y la componente N - S en el eje X.

6.5. Análisis sísmico dinámico – tiempo historia lineal

Realizamos el análisis dinámico lineal tiempo – historia, obteniendo los resultados en función a derivas.

Ingresamos al programa los acelerogramas corregidos y escalados al espectro objetivo ante un sismo severo, obteniendo las derivas máximas en los dos casos de análisis.

Cabe indicar que solo se tomará en cuenta la dirección de análisis en “Y” para ambos casos, ya que en el eje “X” se cumple satisfactoriamente las derivas ante sismo severo.

- Sismo de ICA 2007

Tabla N° 144: Control de derivas con el CASO 1 – ICA 2007 en el eje “Y”

Piso	Diafragma	Sismo	UY	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
			m			
4	D4	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.083686	0.020113	3.15	0.006385079
3	D3	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.063573	0.021253	3.15	0.006746984
2	D2	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.04232	0.022544	3.15	0.007156825
1	D1	CASO 1 - ICA 2007 Max	0.019776	0.019776	4.15	0.004765301

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 145: Control de derivas con el CASO 2 – ICA 2007 en el eje “Y”

Piso	Diafragma	Sismo	UY	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
			m			
4	D4	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.082144	0.019802	3.15	0.006286349
3	D3	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.062342	0.020764	3.15	0.006591746
2	D2	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.041578	0.022026	3.15	0.006992381
1	D1	CASO 2 - ICA 2007 Max	0.019552	0.019552	4.15	0.004711325

Fuente: Elaboración propia.

- Sismo de LIMA 1966

Tabla N° 146: Control de derivas con el CASO 1 – LIMA 1966 en el eje “Y”

Piso	Diafragma	Sismo	UY	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
			m			
4	D4	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.067174	0.015298	3.15	0.004856508
3	D3	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.051876	0.016726	3.15	0.005309841
2	D2	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.03515	0.018323	3.15	0.005816825
1	D1	CASO 1 - LIMA 1966 Max	0.016827	0.016827	4.15	0.004054699

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 147: Control de derivas con el CASO 2 – LIMA 1966 en el eje “Y”

Piso	Diafragma	Sismo	UY	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
			m			
4	D4	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.086572	0.021249	3.15	0.006745714
3	D3	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.065323	0.022077	3.15	0.007008571
2	D2	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.043246	0.02322	3.15	0.007371429
1	D1	CASO 2 - LIMA 1966 Max	0.020026	0.020026	4.15	0.004825542

Fuente: Elaboración propia.

- Sismo de LIMA 1974

Tabla N° 148: Control de derivas con el CASO 1 – LIMA 1974 en el eje “Y”

Piso	Diafragma	Sismo	UY	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
			m			
4	D4	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.078658	0.019283	3.15	0.006121587
3	D3	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.059375	0.020011	3.15	0.006352698
2	D2	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.039364	0.021145	3.15	0.006712698
1	D1	CASO 1 - LIMA 1974 Max	0.018219	0.018219	4.15	0.00439012

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 149: Control de derivas con el CASO 2 – LIMA 1974 en el eje “Y”

Piso	Diafragma	Sismo	UY	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas
			m			
4	D4	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.118924	0.034986	3.15	0.01110657
3	D3	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.083938	0.032532	3.15	0.01032756
2	D2	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.051406	0.030478	3.15	0.00967543
1	D1	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.020928	0.020928	4.15	0.00504765

Fuente: Elaboración propia.

De los 3 pares de registros sísmicos hemos obtenido las derivas en el centro de masa final, estas serán optimizadas por los disipadores elegidos, en este caso los viscosos, lo plasmamos en el siguiente cuadro:

Tabla N° 150: Control de las derivas con el análisis dinámico tiempo – historia lineal

NIVEL	ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO - HISTORIA EN Y-Y					
	ICA 2007		LIMA 1966		LIMA 1974	
	CASO1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
4	0.00639	0.00629	0.00486	0.00675	0.00612	0.01110
3	0.00675	0.00659	0.00531	0.00701	0.00635	0.01032
2	0.00716	0.00699	0.00582	0.00737	0.00671	0.00967
1	0.00477	0.00471	0.00405	0.00483	0.00439	0.00504

Fuente: Elaboración propia.

6.6. Determinación del sismo de diseño

Una vez obtenidas las derivas de los 3 pares de registros sísmicos en los ambos casos de análisis, procederemos a elegir el sismo de diseño que utilizaremos, con lo que calcularemos las propiedades del disipador de fluido viscoso.

Determinaremos la variación que existe entre las derivas determinadas en el análisis tiempo historia lineal vs las derivas determinadas con el análisis dinámico – espectral con $R=1$ mediante un cociente.

Los resultados que estén por debajo del 80% se elimina o descartan pues tendrán -20% de coincidencia ante el espectro objetivo, se elegirán los valores que sean más cercanos a la unidad, sea cualquiera de los dos casos, de tal manera que garantiza una mayor similitud y finalmente elegido como sismo de diseño.

Tabla N° 151: Variación dinámico espectral vs tiempo historia en Y

ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO - HISTORIA EN Y-Y						
NIVEL	ICA 2007		LIMA 1966		LIMA 1974	
	CASO1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
4	0.64977	0.63972	0.49422	0.68647	0.62296	1.12958
3	0.67938	0.66375	0.53467	0.70572	0.63968	1.03916
2	0.68948	0.67364	0.56039	0.71016	0.64670	0.93160
1	0.71252	0.70445	0.60627	0.72153	0.65642	0.75359

Fuente: Elaboración propia.

- Descartamos los registros sísmicos de Ica 2007 y Lima 1966, debido a que para ambos casos superan el 20% de variación y tienen poca aproximidad a la unidad, quedando el sismo de Lima 1974 en la cual se tienen dos casos, pero uno de ellos cuenta con mucha mayor aproximidad a la unidad, que garantizaría el espectro de diseño en sismo severo.
- Finalmente se determinó como sismo de diseño el de LIMA 1974 - CASO 2, con el cual se procederá a calcular las propiedades del disipador de fluido viscoso.
- Se eliminan los restantes acelerogramas de análisis, pues para el cálculo de los disipadores así como el análisis de tiempo historia no lineal solo emplearemos el sismo elegido.

6.7. Desempeño de los disipadores de fluido viscoso

Mencionado anteriormente, la manera de optimizar la estructura para lograr un comportamiento favorable ante un sismo, se realizara con la colocación de disipadores de energía de fluido viscoso.

De manera que proveeran de ductibilidad y absorción de energía en el edificio cumpliendo con ello la deriva máxima de 0.007.

El análisis tiempo historia lineal los amortiguadores deberán vencer las derivas de la siguiente tabla.

Tabla N° 152: Sismo de diseño elegido LIMA 1974 en el eje “Y” – CASO 2.

NIVEL	DERIVAS EN Y CASO 2 - LIMA 1974	$E-030 \leq 0.007$
4	0.01110	NO PASA
3	0.01032	NO PASA
2	0.00967	NO PASA
1	0.00504	PASA

Fuente: Elaboración propia.

6.8. Niveles del diseño de los disipadores

- Nivel de amenaza sísmica

Tabla N° 153: Niveles de movimiento sísmico de diseño

Movimiento sísmico de diseño	Periodo de retorno (años)	Probabilidad de excedencia (%)
Sismos frecuentes	43	50% en 30 años
Sismos ocasionales	72	50% en 50 años
Sismos raros	475	10% en 50 años
Sismos muy raros	970	10% en 100 años

Fuente: Vision2000 SEAOC, 1995, P. 71.

La edificación en análisis por desempeño con sistema estructural de muros estructurales definido en la presente tesis, tendrá un movimiento sísmico de diseño raro, con periodo de retorno de 475 años y la probabilidad de ser excedida del 10% en 50 años.

- Nivel de desempeño

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño, representando una condición en función a posibles daños que pueda sufrir la edificación, el riesgo de las personas que las ocupan, y la función del edificio.

El comité VISION2000 SEAOC brinda cinco niveles de desempeño en función al daño tolerable.

Tabla N° 154: Niveles de desempeño sísmico

NIVEL DE DESEMPEÑO	DESCRIPCIÓN
Totalmente operacional	El daño es despreciable o nulo, la edificación permanece segura y estable para sus ocupantes. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando servicio.
Funcional	Daños leves en elementos estructurales. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones funcionan con normalidad. Se requiere algunas reparaciones menores.
Resguardo de vida	Daño moderado en elementos estructurales, no estructurales y contenido en la edificación. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones quedan fuera de servicio. El edificio requerirá reparaciones importantes.
Próximo al colapso	Daños severos en elementos estructurales. Gran degradación de la rigidez lateral y capacidad resistente del sistema. Inseguridad para los ocupantes y el costo de reparación puede ser no factible económicamente.
Colapso	Pérdida parcial o total del soporte, colapso parcial o total de la estructura. No es posible la reparación.

Fuente: Vision2000 SEAOC, 1995, P. 67

El nivel de desempeño de la edificación será funcional ocasionando daños leves en elementos estructurales. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones funcionan con normalidad. Se requiere algunas reparaciones menores de la clínica en análisis.

- Nivel de comportamiento sísmico esperado

Tabla N° 155: Nivel de comportamiento sísmico esperado

		NIVEL DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO ESPERADO			
		TOTALMENTE OPERACIONAL	OPERACIONAL	SEGURIDAD DE VIDA	CERCA DEL COLAPSO
NIVEL DEL SISMO DE DISEÑO	FRECUENTE (43 Años)	●	○	○	○
	OCASIONAL (72 Años)	●	●	○	○
	RARO (475 Años)	●	●	●	○
	MUY RARO (970 Años)	●	●	●	●

Desempeño Inaceptable
Objetivo Básico
Objetivo Esencial
Objetivo Riesgoso
Objetivo Seguridad Crítica

Fuente: Vision2000 SEAOC, 1995, P. 71

En el presente proyecto se va a considerar una deriva objetivo de 7‰, que viene hacer la máxima deriva permisible por la norma peruana E-030 2016 para edificaciones de concreto armado, cabe resaltar que se hará uso de las tablas de relación daño – deriva brindada por la metodología Hazus,

Para el análisis se tiene la máxima deriva dada por el sismo de diseño de LIMA 1974 – CASO 2, el cual en el eje “Y” tiene una deriva máxima de 11.10 ‰, esto quiere decir que la edificación llevará disipadores solo en el eje “Y”.

- Relación daño vs nivel de desempeño

Está en función al estado estructural en la que terminara una edificación luego de sufrir desplazamientos tras trabajar en un rango no lineal, estando en función al deterioro estructural a sufrir.

El comité Vision2000 la clasifica de la siguiente manera:

Tabla N° 156: Estados de daño vs. Niveles de desempeño.

ESTADO DE DAÑO	NIVEL DE DESEMPEÑO
Despreciable	Totalmente operacional
Leve	Funcional
Moderado	Resguardo de vida
Severo	Pre colapso
Completo	Colapso

Fuente: Vision2000 SEAOC, 1995.

- Sismo vs comportamiento esperado

El edificio será diseñado para comportarse según de acuerdo a la categoría de la misma, para la presente tesis se está usando una clínica catalogada según la E-030 como edificación esencial, el cual podrá tener distinto comportamiento ante diferentes niveles de amenaza sísmica.

El comité Vision2000 lo plasma en la siguiente tabla:

Tabla N° 157: Niveles de desempeño sísmico esperado.

		NIVEL DE DESEMPEÑO			
		Totalmente operacional	Funcional	Resguardo de vida	Próximo al colapso
Movimiento sísmico de diseño	Sismo frecuente (43 años)	Estructura básica	↓		
	Sismo ocasional (72 años)	Estructura esencial	Estructura básica		
	Sismo raro (475 años) →	Estructura crítica	Estructura esencial	Estructura básica	
	sismo muy raro (970 años)	Estructura crítica	Estructura crítica	Estructura esencial	Estructura básica

Fuente: Vision2000 SEAOC, 1995.

- Deriva objetiva

Es la deriva máxima a la cual debemos de llegar cuando la edificación trabaje con los dispositivos acoplados.

Esta deriva se obtuvo mediante tablas de daño – deriva brindada por la metodología Hazus en función al nivel de daño, sistema estructural y altura de la edificación.

Figura N° 62: Clasificación según tipo de estructura.

No.	Label	Description	Height			
			Range		Typical	
			Name	Stories	Stories	Feet
1	W1	Wood, Light Frame ($\leq 5,000$ sq. ft.)		All	1	14
2	W2			All	2	24
3	S1L	Steel Moment Frame	Low-Rise	1-3	2	24
4	S1M		Mid-Rise	4-7	5	60
5	S1H		High-Rise	8+	13	156
6	S2L	Steel Braced Frame	Low-Rise	1-3	2	24
7	S2M		Mid-Rise	4-7	5	60
8	S2H		High-Rise	8+	13	156
9	S3	Steel Light Frame		All	1	15
10	S4L	Steel Frame with Cast-in-Place Concrete Shear Walls	Low-Rise	1-3	2	24
11	S4M		Mid-Rise	4-7	5	60
12	S4H		High-Rise	8+	13	156
13	S5L	Steel Frame with Unreinforced Masonry Infill Walls	Low-Rise	1-3	2	24
14	S5M		Mid-Rise	4-7	5	60
15	S5H		High-Rise	8+	13	156
16	C1L	Concrete Moment Frame	Low-Rise	1-3	2	20
17	C1M		Mid-Rise	4-7	5	50
18	C1H		High-Rise	8+	12	120
19	C2L	Concrete Shear Walls	Low-Rise	1-3	2	24
20	C2M		Mid-Rise	4-7	5	50
21	C2H		High-Rise	8+	12	120
22	C3L	Concrete Frame with Unreinforced Masonry Infill Walls	Low-Rise	1-3	2	20
23	C3M		Mid-Rise	4-7	5	50
24	C3H		High-Rise	8+	12	120
25	PC1	Precast Concrete Tilt-Up Walls		All	1	15
26	PC2L	Precast Concrete Frames with Concrete Shear Walls	Low-Rise	1-3	2	20
27	PC2M		Mid-Rise	4-7	5	50
28	PC2H		High-Rise	8+	12	120
29	RM1L	Reinforced Masonry Bearing Walls with Wood or Metal Deck Diaphragms	Low-Rise	1-3	2	20
30	RM1M		Mid-Rise	4+	5	50
31	RM2L	Reinforced Masonry Bearing Walls with Precast Concrete Diaphragms	Low-Rise	1-3	2	20
32	RM2M		Mid-Rise	4-7	5	50
33	RM2H		High-Rise	8+	12	120
34	URML	Unreinforced Masonry Bearing Walls	Low-Rise	1-2	1	15
35	URM M		Mid-Rise	3+	3	35
36	MH	Mobile Homes		All	1	10

Fuente: Multi – Hazard Loss estimation Methodology Hazus, 2010.

Se determinó la edificación en análisis como sistema global de muros estructurales, la cual tiene una altura de 12.60 m medido desde el nivel de terreno natural, por lo tanto pertenece a la fila número 20 del cuadro anterior con el código C2M calificando como edificio de mediana altura.

Teniendo el código y sabiendo que se desea daño moderado, se ingresa a la tabla de relación daño – deriva brindada por la metodología Hazus.

Figura N° 63: Relación estado de daño – deriva según clasificación de estructura.

Building Properties		Interstory Drift at Threshold of Damage State				
Type	Height (inches)		Slight	Moderate	Extensive	Complete
	Roof	Modal				
W1	168	126	0.0040	0.0099	0.0306	0.0750
W2	288	216	0.0040	0.0099	0.0306	0.0750
S1L	288	216	0.0060	0.0104	0.0235	0.0600
S1M	720	540	0.0040	0.0069	0.0157	0.0400
S1H	1872	1123	0.0030	0.0052	0.0118	0.0300
S2L	288	216	0.0050	0.0087	0.0233	0.0600
S2M	720	540	0.0033	0.0058	0.0156	0.0400
S2H	1872	1123	0.0025	0.0043	0.0117	0.0300
S3	180	135	0.0040	0.0070	0.0187	0.0525
S4L	288	216	0.0040	0.0069	0.0187	0.0525
S4M	720	540	0.0027	0.0046	0.0125	0.0350
S4H	1872	1123	0.0020	0.0035	0.0093	0.0262
S5L						
S5M						
S5H						
C1L	240	180	0.0050	0.0087	0.0233	0.0600
C1M	600	450	0.0033	0.0058	0.0156	0.0400
C1H	1440	864	0.0025	0.0043	0.0117	0.0300
C2L	240	180	0.0050	0.0087	0.0233	0.0600
C2M	600	450	0.0027	0.0056	0.0154	0.0400
C2H	1440	864	0.0020	0.0042	0.0116	0.0300
C3L						
C3M						
C3H						

Fuente: Multi – Hazard Loss estimation Methodology Hazus, 2010.

Para el código C2M de la edificación en análisis, la metodología Hazus indica que para presentar un daño moderado reparable se debe llegar a una deriva máxima de 0.0056 antes el sismo de diseño severo.

6.9. Factor de reducción de respuesta (B)

La deriva máxima a tomar para el eje de reforzamiento en Y se muestra en el siguiente cuadro:

Tabla N° 158: Derivas provenientes del sismo en “Y” de LIMA 1974 – CASO 2

CASO 2
0.01110
0.01032
0.00967
0.00504

Fuente: Elaboración propia.

$$B_y = \frac{D_{max} Y}{D_{objetivo}}$$

$$B_y = \frac{0.01110}{0.0056}$$

$$B_y = 1.98$$

6.10. Amortiguamiento efectivo (β_{effx})

Bo= Amortiguamiento inherente a la estructura, dado en un factor generalizado de 5% para estructuras de concreto armado.

$$B_y = \frac{2.31 - 0.41 \ln(B_o)}{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{effx})}$$

$$1.98 = \frac{2.31 - 0.41 \ln(5)}{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{effx})}$$

$$\beta_{effx} = 36.65 \%$$

Despejando de la formula brindada por el FEMA obtenemos el amortiguamiento efectivo del dissipador y del aporte que brinda la estructura de concreto armado.

6.11. Amortiguamiento viscoso (β_{HX})

Se procede a descontar el amortiguamiento inherente propio que posee la estructura de concreto armado, teniendo un amortiguamiento viscoso de:

$$\beta_{Hy} = 36.65 \% - 5 \%$$

$$\beta_{Hy} = 31.65 \%$$

Tendremos en consideración todo tipo de recomendaciones de la empresa fabricante de disipadores, CDV está recomienda diseñar los disipadores con un amortiguamiento viscoso en un intervalo del 20% al 40%, por lo que el resultado calculado se encuentra dentro de la recomendación dada, por ende continuamos.

6.12. Rigidez del brazo metálico (K)

Estarán anclados en los pórticos en disposición Chevron Brace mejorado, de tal manera que al no cumplir con el comportamiento histerético, se modificara dicha configuración, optamos por un perfil metálico Round HSS 20.00 x 0.375, que presentan las siguientes características:

Tabla N° 159: Dimensiones del brazo metálico Round HSS 20.00 x 0.375.

Dimensiones ROUND HSS 20.00 x 0.375				
D. ext. (in)	D. int. (in)	Espesor (in)	Área (m2)	Inercia (in4)
20.00	19.651	0.349	21.5	1040

Fuente: AISC Steel Construction manual 13th.

Se procede a calcular la rigidez del brazo metálico:

$$K = \frac{EA}{L}$$

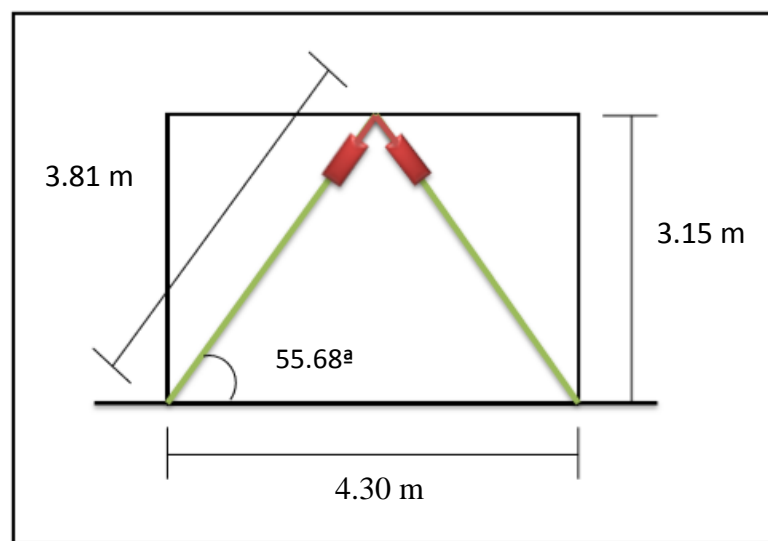
La longitud del brazo metálico se considera incluyendo el dissipador hasta el eje horizontal de la viga superior de concreto, las distancias en su totalidad son a eje de elementos estructurales.

E = Modulo de elasticidad del acero 29000 ksi = 20.4 x 10⁶ Tn/m²

A = Área de la sección transversal del perfil 21.5 in² = 138.71 x 10⁻⁴ m²

L = Longitud del brazo metálico

Figura N° 64: Longitud del brazo metálico en el eje "Y" pórtico 2 y 3.



Fuente: Elaboración propia.

Y para el eje "Y" pórtico 2 y 3.

$$K_Y = \frac{EA}{L}$$

$$K_Y = \frac{(20.4 \times 10^6)(138.7 \times 10^{-4})}{4.30}$$

$$K_Y = 65801.86 \text{ tn/m}$$

6.13. Exponente de velocidad (α)

Le corresponde un valor $\alpha=0.5$ el cual se emplea para edificaciones en la cual se minimizara los pulsos de altas velocidades.

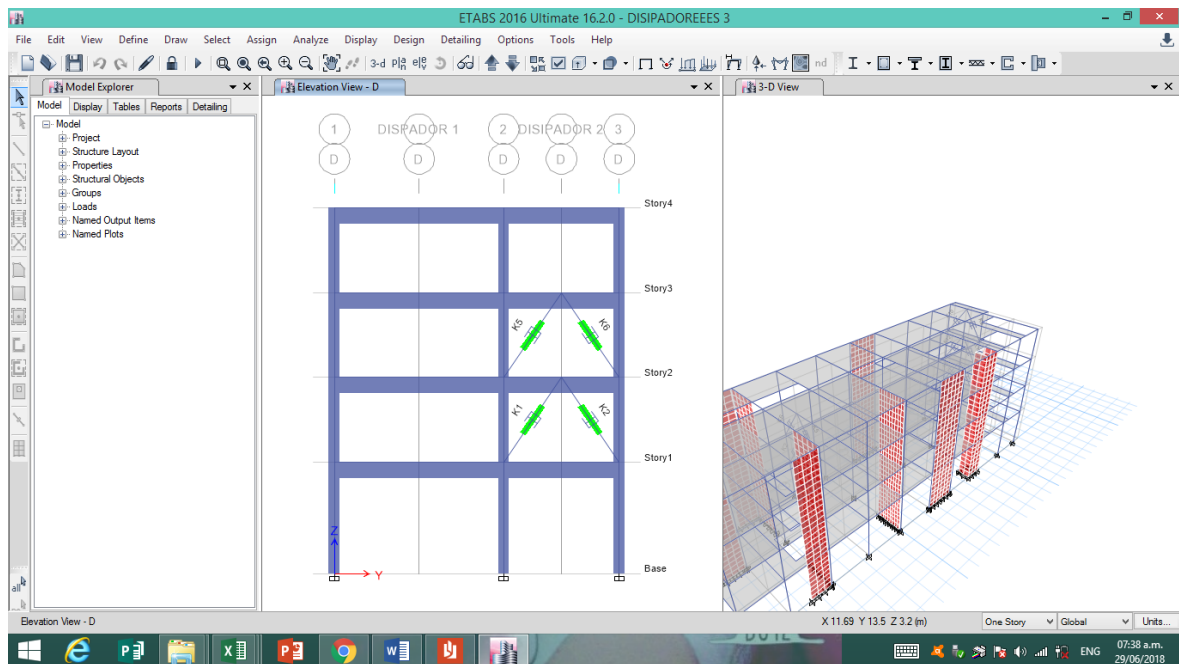
6.14. Coeficiente de amortiguamiento (C)

Teniendo ya definido el valor de $\alpha=0.5$ para disipadores de fluido viscoso, se procede al cálculo del coeficiente de amortiguamiento, el cual es uno de los tres valores indispensable para poder ingresarlo al software.

$$\sum C_j = \frac{\beta_H \cdot 2\pi A^{1-\alpha} \cdot \omega^{2-\alpha} \cdot (\sum i m_i \phi_i^2)}{\gamma (\sum \phi_{rj}^{1+\alpha} \cdot \cos^{1+\alpha} \theta_j)}$$

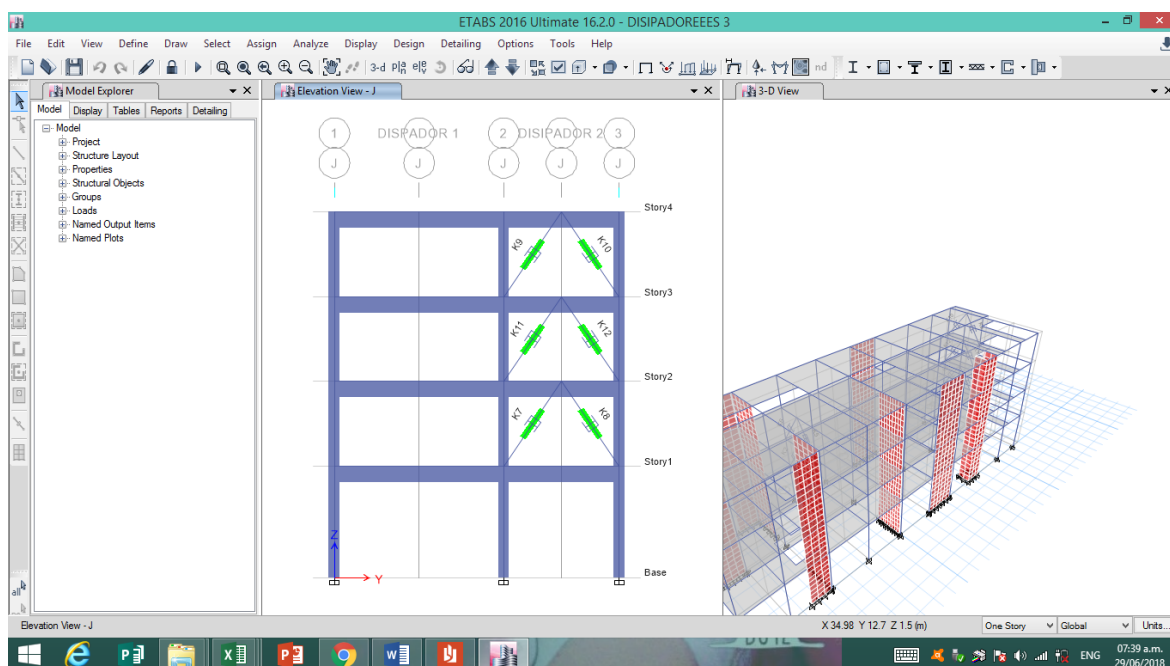
- Amplitud de desplazamiento relativo del modo 1

Figura N° 65: Acoplamiento de disipadores en la eje "D" del edificio pórtico 2 y 3.



Fuente: Etabs 2016

Figura N° 66: Acoplamiento de disipadores en la eje “J” del edificio pórtico 2 y 3.



Fuente: Etabs 2016

Tabla N° 160: Desplazamientos modales relativos desde el techo hasta la base en el eje “Y” pórtico 2 y 3.

Piso	Modo	Desplazamiento modal - pórtico (m)	Desplazamiento modal relativo - pórtico (m)
4	1	0.1815	0.0397
3	1	0.1418	0.0474
2	1	0.0944	0.0500
1	1	0.0444	-

Fuente: Elaboración propia.

Por lo tanto de las tablas extraemos el valor de la amplitud máxima dada en los pórticos donde se proyecta el acoplamiento de disipadores de fluidos viscoso.

Tabla N° 161: Amplitud máxima por pórticos.

AMPLITUD MÁXIMA	A (mm)
Eje “Y” – 2 y 3	93.1838261

Fuente: Elaboración propia.

- Frecuencia angular

Ty: 0.462 segundos

$$\omega_y = \frac{2\pi}{T}$$

$$\omega_y = \frac{2\pi}{0.462}$$

$$\omega_y = 13.60 \text{ rad/seg}$$

- Peso sísmico por piso

Tabla N° 162: Masa y peso sísmico de la edificación del primer al cuarto nivel.

Piso	Masa (Tn.seg ² /m)	Peso Sísmico (Tn)
4	29.353	287.957
3	43.076	422.577
2	42.836	420.222
1	44.037	432.005
	TOTAL	1562.761

Fuente: Elaboración propia.

- Desplazamientos del modo 1 en pórticos

Tabla N° 163: Desplazamientos del modo 1 del primer al cuarto nivel en "Y"

PISO	MODO	Φ_i
4	1	0.1815
3	1	0.1418
2	1	0.0944
1	1	0.0444

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 164: Desplazamientos relativos en los extremos del dissipador del primer al cuarto nivel eje "Y" elevación en el eje "D"

PISO	MODO	Nudo 11	Nudo 15	Φ_{rj}
4	1		0.181532	0.0397
3	1	0.141796	0.141796	0.0474
2	1	0.094427	0.094427	0.0500
1	1	0.044438	0.044438	0.0444

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 165: Desplazamientos relativos en los extremos del dissipador del primer al cuarto nivel eje "Y" elevación en el eje "J"

PISO	MODO	Nudo 23	Nudo 21	Φ_{rj}
4	1		0.181532	0.0397
3	1	0.141796	0.141796	0.0474
2	1	0.094427	0.094427	0.0500
1	1	0.044438	0.044438	0.0444

Fuente: Elaboración propia.

De los datos obtenidos del software Etabs 2016 se procede a ingresar en un cuadro general para luego realizar el cálculo del amortiguamiento efectivo.

Tabla N° 166: Cálculos generales para el amortiguamiento no lineal del dissipador en "Y"

PISO	MASA (Tn.Seg ² /m)	COS θ	$\cos\theta^{(1+\alpha)} * \Phi_{rj}^{(1+\alpha)}$	$m * \Phi_i^2$
4	29.35	0.564	0.0034	0.967
3	43.08	0.564	0.0044	0.866
2	42.84	0.564	0.0047	0.382
1	44.04	0.564	0.0040	0.087
			0.016415506	2.30231

Fuente: Elaboración propia.

- Parámetro λ

Como se conoce se tiene un factor $\alpha=0.5$ para dissipadores viscosos no lineales, para lo cual la norma FEMA 274 nos brinda una tabla tabulada, en la cual para dicho factor le corresponde un lambda de 3.5.

Figura N° 67: Parámetro lambda para disipador viscoso no lineal

Exponente α	Parámetro λ
0.25	3.7
0.50	3.5
0.75	3.3
1.00	3.1
1.25	3.0

Fuente: Fema 274, 1997.

Tabla N° 167: Datos del amortiguamiento no lineal del disipador.

Coefficiente de amortiguamiento no lineal	$\sum C_j$
En "Y"	1220.04

Fuente: Elaboración propia.

- Coeficiente de amortiguamiento no lineal unitario

Se van a emplear 4 disipadores en el eje "Y" - 23 de fluido viscoso por nivel, por ende el coeficiente unitario será:

$$C_j = \frac{\sum C_j}{N_{disipadores}}$$

$$C_j = \frac{1220.04}{4}$$

$$C_j = 305.01 \text{ Tn. s/m}$$

Los resultados de los coeficientes de amortiguamiento en ambos ejes de análisis, se redondean al máximo superior quedando de la siguiente manera:

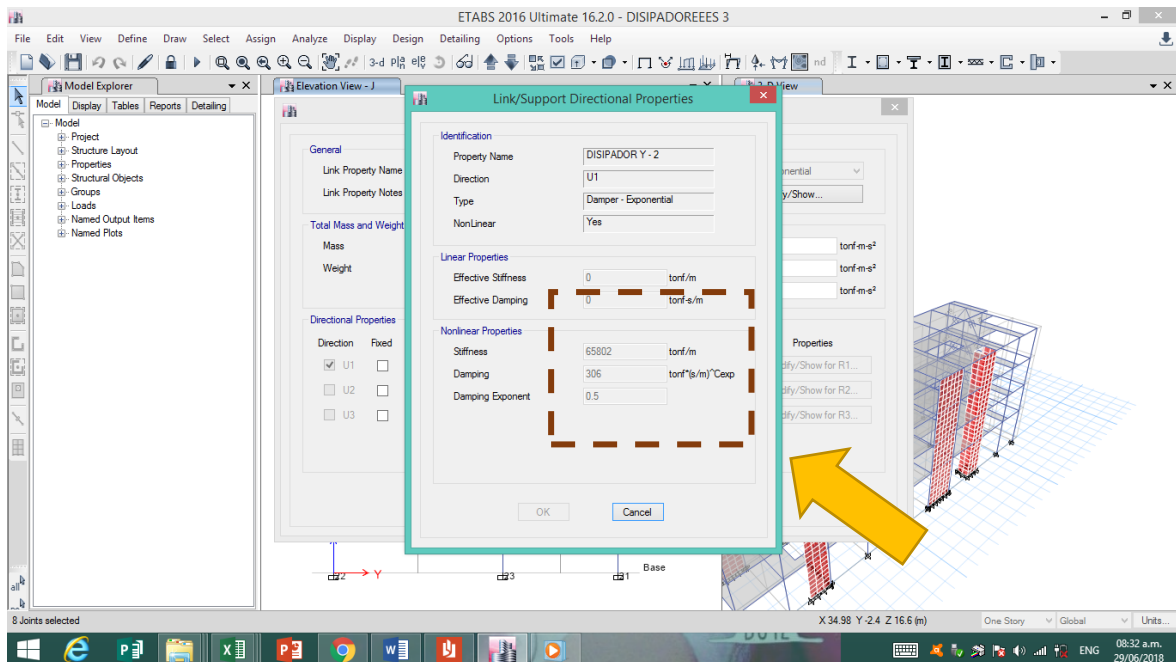
En “Y”

$$K = 65802 \text{ Tn/m}$$

$$C_j = 306 \text{ Tn.s/m}$$

$$\alpha = 0.5$$

Figura N° 68: Ingreso de los datos al software en Y – 23.



Fuente: Etabs 2016.

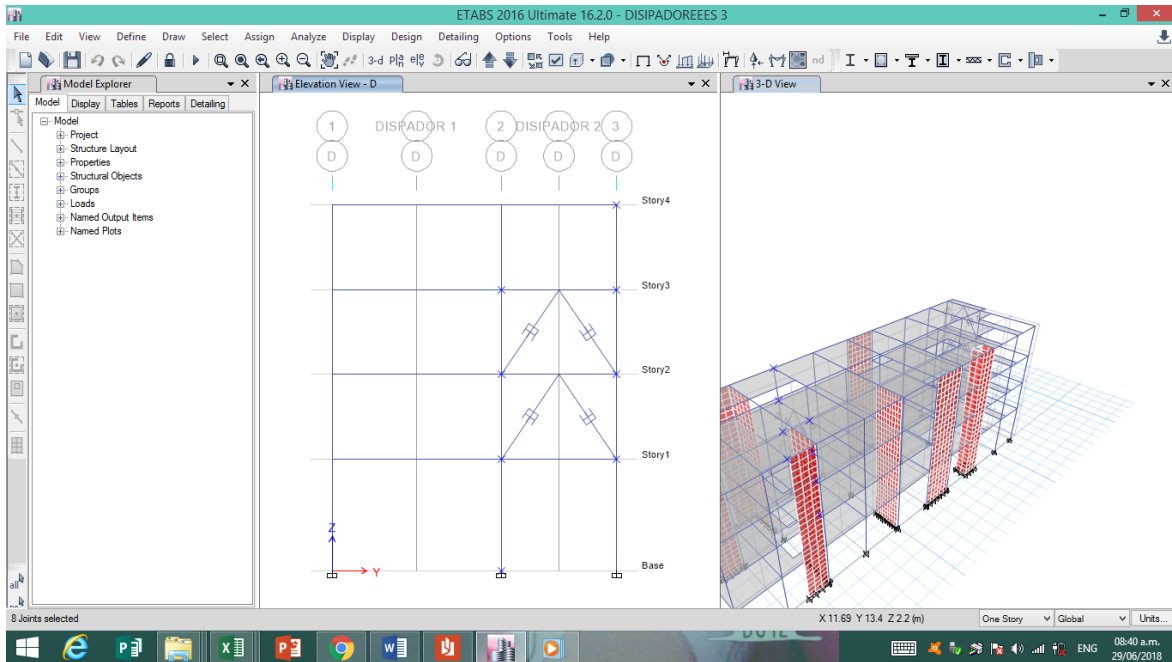
Tabla N° 168: Control de derivas de acuerdo a Hazus.

NIVEL	DERIVAS EN Y CASO 2 - LIMA 1974	$E-030 \leq 0.007$	HAZUS \leq 0.0056
4	0.01110	NO PASA	NO PASA
3	0.01032	NO PASA	NO PASA
2	0.00967	NO PASA	NO PASA
1	0.00504	PASA	PASA

Fuente: Elaboración propia.

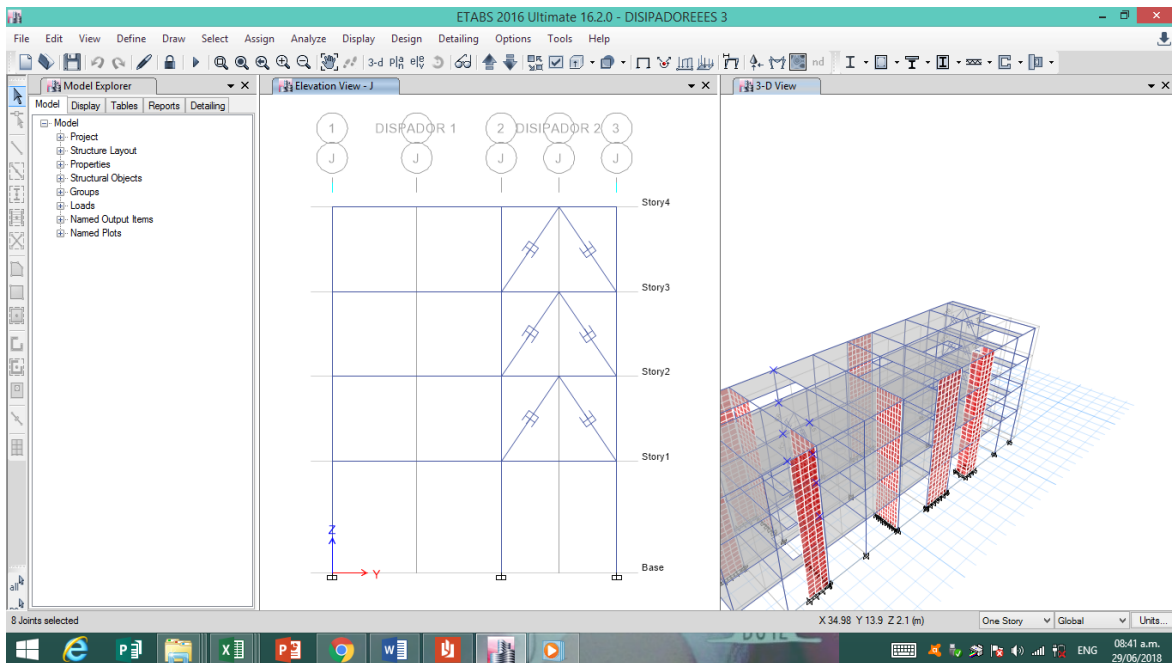
Observamos en que niveles colocaremos los dispositivos viscosos. En el eje “Y” desde el segundo nivel al cuarto nivel.

Figura N° 69: Colocación del disipador en “Y” para el pórtico 2-3, eje “D”.



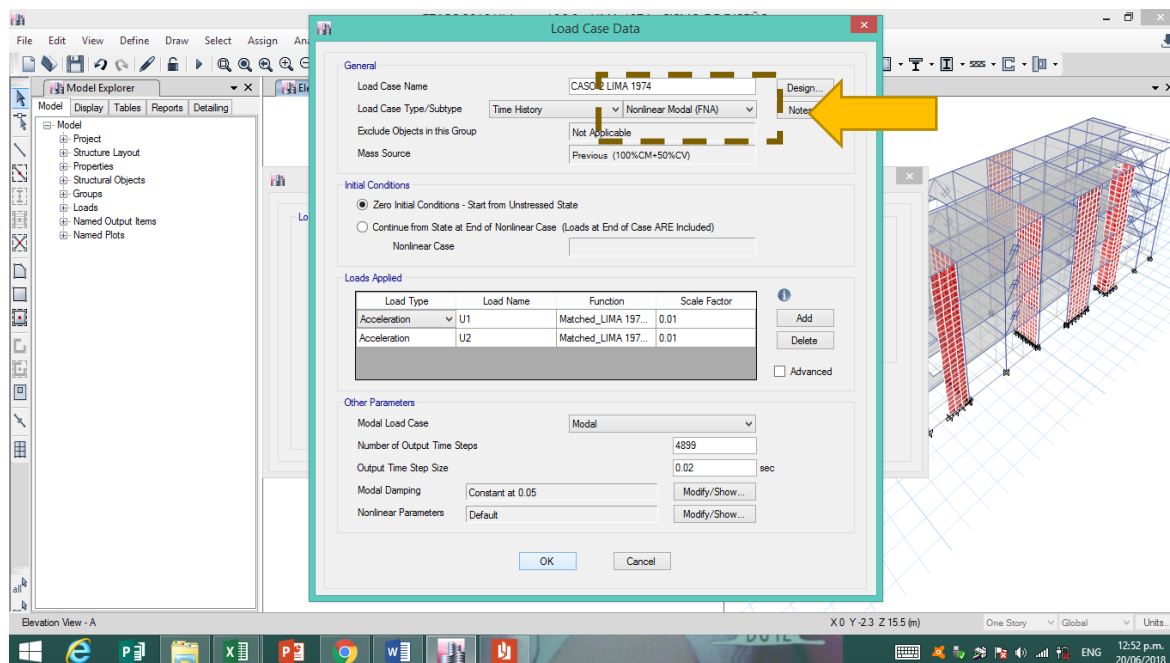
Fuente: Etabs 2016.

Figura N° 70: Colocación del disipador en “Y” para el pórtico 2-3, eje J.



Fuente: Etabs 2016.

Figura N° 71: Cambio al estado no lineal.



Fuente: Etabs 2016.

6.15. Análisis dinámico – tiempo historia no lineal con disipadores de fluido viscoso

Verificar si efectivamente cumple la función de disminuir las derivas.

Tabla N° 169: Control de derivas con análisis dinámico – tiempo historia no lineal con disipadores en “Y”

Piso	Sismo	UY	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas	Control HAZUS ≤ 0.0056
		m				
4	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.064305	0.014483	3.15	0.00460	PASA OK
3	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.049822	0.015599	3.15	0.00495	PASA OK
2	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.034223	0.017496	3.15	0.00555	PASA OK
1	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.016727	0.016727	4.15	0.00403	PASA OK

Fuente: Elaboración propia.

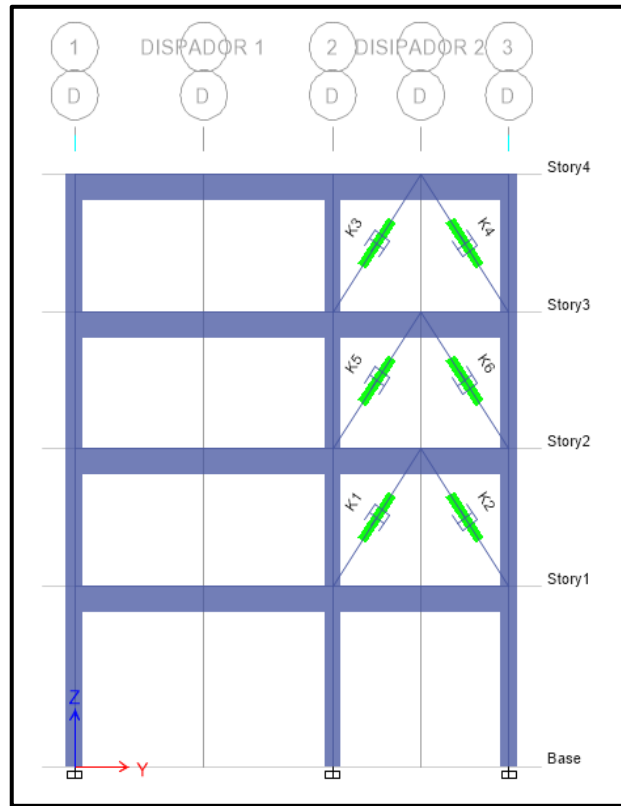
Interpretación:

- . Observamos que la deriva máxima de 11.10 ‰ (Edificio sin disipadores), se redujo drásticamente al valor de 4 ‰, mediante su optimización con disipadores viscosos no lineales – Taylor.
- . Con esto aseguramos que la estructura tendrá un comportamiento en la que funcionara desde de cualquier evento sísmico severo en los suelos de Nuevo Chimbote, teniendo daño despreciable en todos y cada uno de los elementos estructurales.
- . Los disipadores redujeron la deriva máxima de 0.01110 en el eje “Y” hasta un máximo de 0.004, estando muy por debajo del límite 0.007 de acuerdo a la norma peruana sismorresistente E-030.

6.16. Verificación del comportamiento histérico

Los disipadores están acoplados en dos ejes paralelos extremos, y siendo la estructura totalmente regular, el análisis del comportamiento histerético se realizará en solo un eje por dirección de análisis.

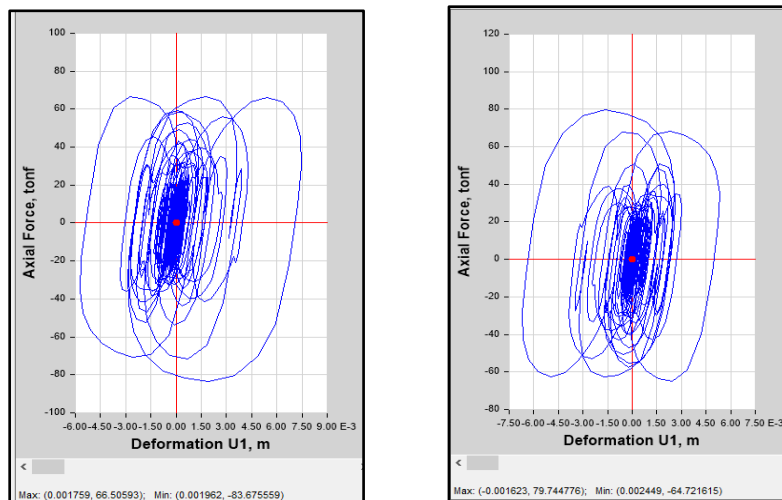
Figura N° 72: Disipadores en verificación histerética en el eje Y – D



Fuente: Etabs 2016.

- Segundo nivel (K1 – K2)

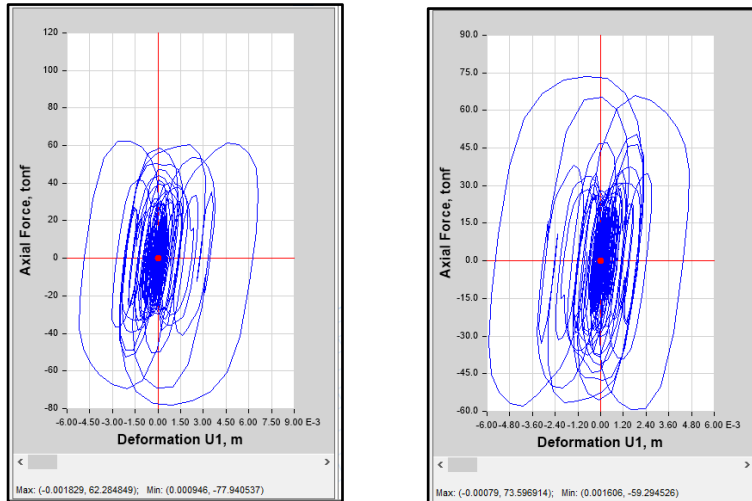
Figura N° 73: Comportamiento histerético disipadores K1 y K2.



Fuente: Etabs 2016.

- Tercer nivel (K5 – K6)

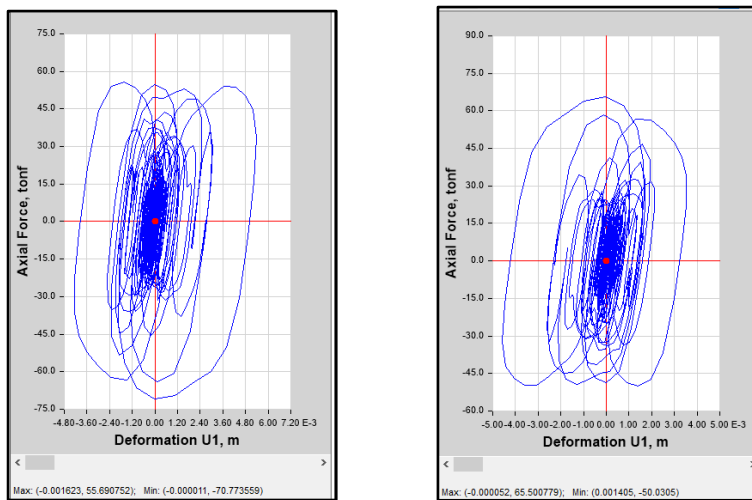
Figura N° 74: Comportamiento histerético disipadores K5 y K6.



Fuente: Etabs 2016.

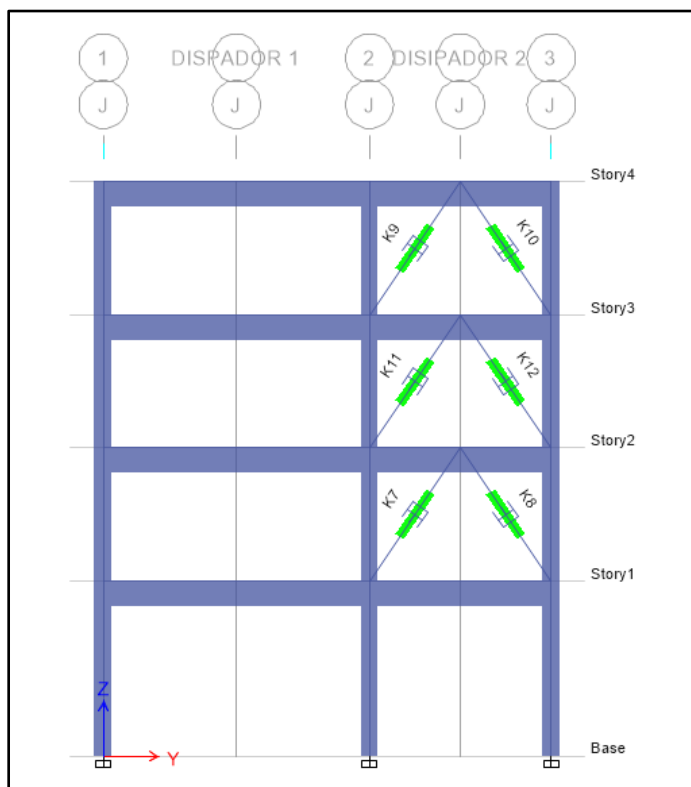
- Cuarto nivel (K3 – K4)

Figura N° 75: Comportamiento histerético disipadores K3 y K4.



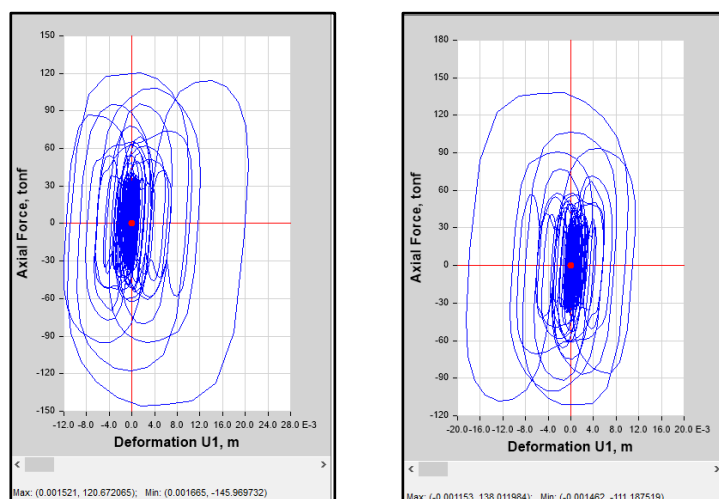
Fuente: Etabs 2016.

Figura N° 76: Disipadores en verificación histerética en el eje Y – J



– Segundo nivel (K7 – K8)

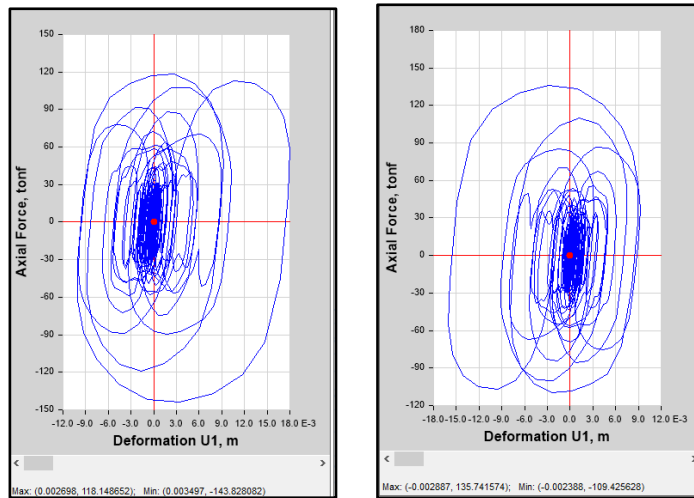
Figura N° 77: Comportamiento histerético disipadores K7 y K8.



Fuente: Etabs 2016.

- Tercer nivel (11 – K12)

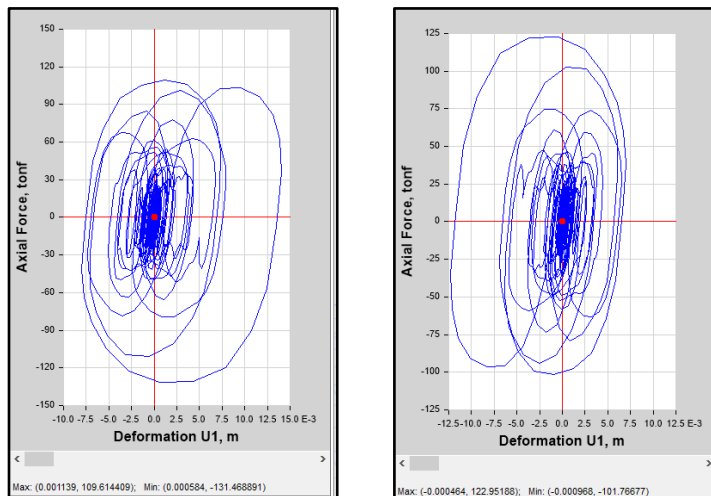
Figura N° 78: Comportamiento histerético disipadores K11 y K12.



Fuente: Etabs 2016.

- Tercer nivel (K9 – K10)

Figura N° 79: Comportamiento histerético disipadores K9 y K10.



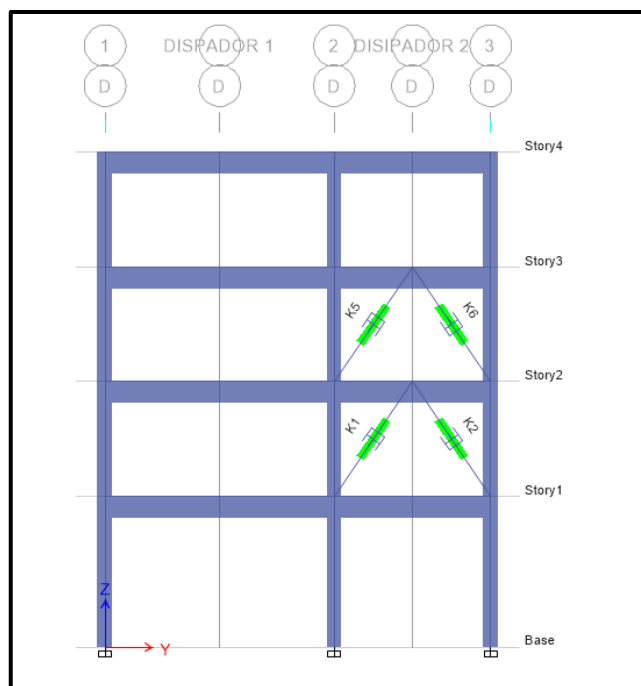
Fuente: Etabs 2016.

Interpretación:

Como observamos los diagramas histeréticos pertenecientes a los dispositivos que están siendo acoplados en el eje D y J, muestran un comportamiento de manera correcta cumpliendo la forma de las curvas propias que tiene un disipador de fluido viscoso.

Como observamos la fuerza de los disipadores acoplados en el cuarto nivel del eje D, tiene la menor fuerza participando, por lo cual se optó por retirar los disipadores siempre y cuando cumplan con las derivas objetivas para el diseño.

Figura N° 80: Disipadores en verificación histerética en el eje Y – D



Fuente: Etabs 2016.

Tabla N° 170: Control de derivas con análisis dinámico – tiempo historia no lineal con disipadores en “Y”

Piso	Sismo	UY	D. Relativo (m)	A. entrepiso (m)	Derivas Inelásticas	Control HAZUS ≤ 0.0056
		m				
4	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.064721	0.01467	3.15	0.0047	PASA OK
3	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.050051	0.015706	3.15	0.0050	PASA OK
2	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.034345	0.017578	3.15	0.0056	PASA OK
1	CASO 2 - LIMA 1974 Max	0.016767	0.016767	4.15	0.0040	PASA OK

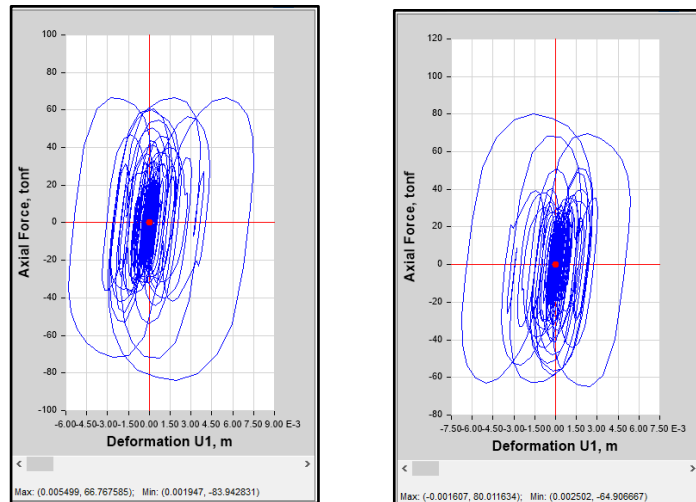
Fuente: Elaboración propia

El tope máximo cuando se diseña con derivas objetivas, para este caso puede ser menos o igual a 0.0056. Por lo cual de la tabla anterior se observa que se cumple correctamente.

A continuación verificamos la correcta relación de fuerza desplazamiento mediante el grafico histerético de cada disipador en el eje “Y” en el pórtico 2-3 para la elevación en el eje “D”

- Segundo nivel (K1 – K2)

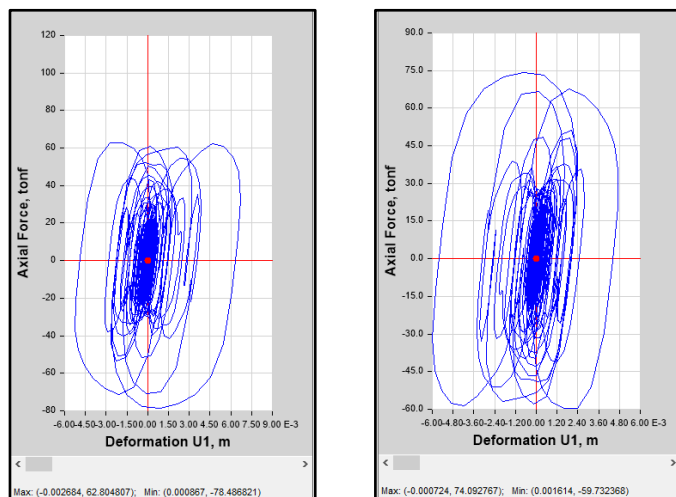
Figura N° 81: Comportamiento histerético disipadores K1 y K2.



Fuente: Etabs 2016.

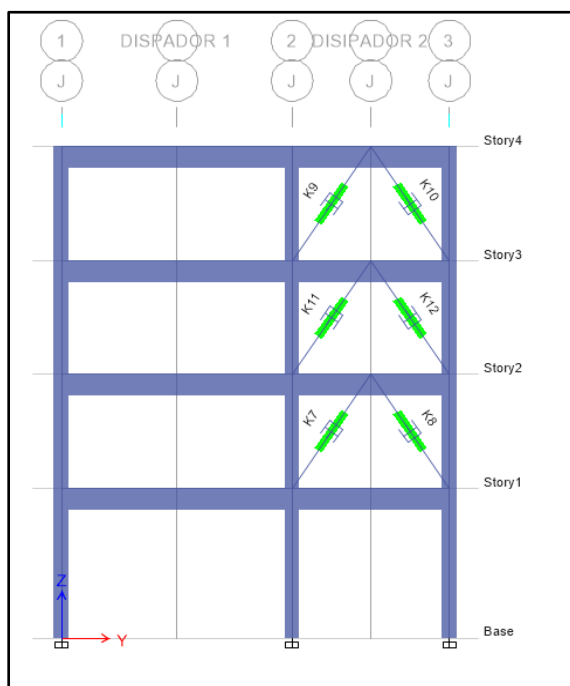
- Tercer nivel (K5 – K6)

Figura N° 82: Comportamiento histerético disipadores K5 y K6.



Fuente: Etabs 2016.

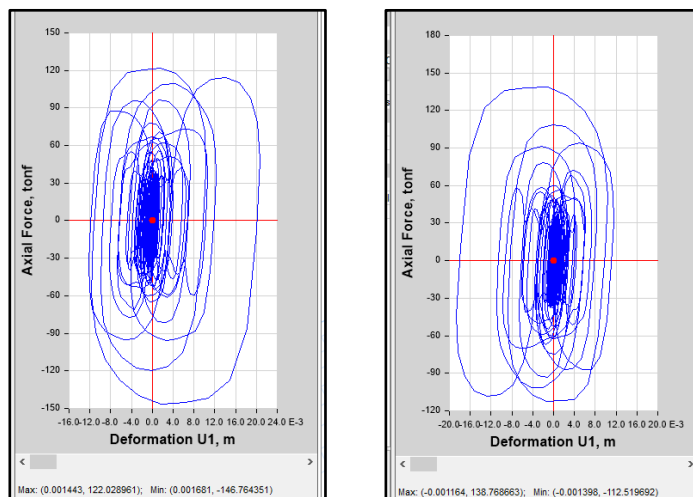
Figura N° 83: Disipadores en verificación histerética en el eje Y – J



Fuente: Etabs 2016

- Segundo nivel (K7 – K8)

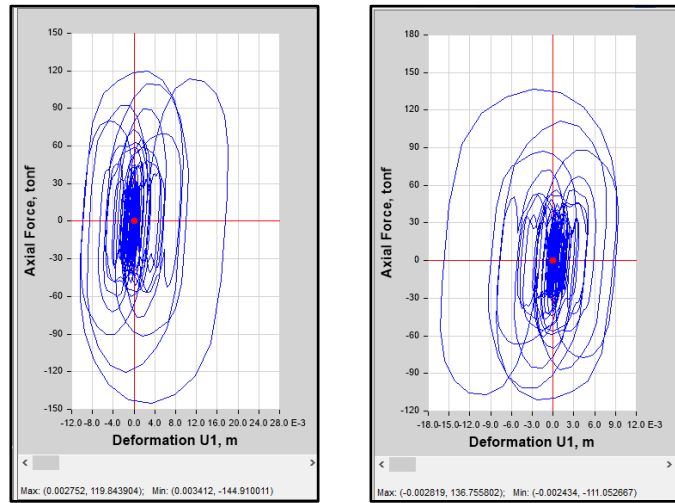
Figura N° 84: Comportamiento histerético disipadores K7 y K8.



Fuente: Etabs 2016

- Tercer nivel (K11 – K12)

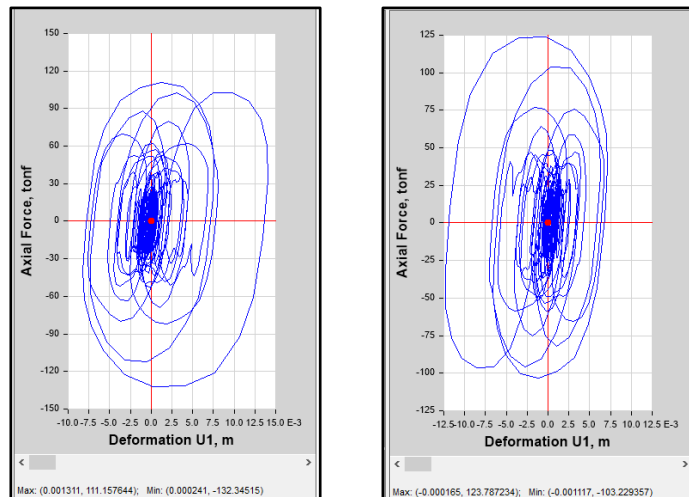
Figura N° 85: Comportamiento histerético disipadores K11 y K12.



Fuente: Etabs 2016

- Cuarto nivel (K9 – K10)

Figura N° 86: Comportamiento histerético disipadores K9 y K10.



Fuente: Etabs 2016

Interpretación:

Los disipadores acoplados en el eje J, tienen un comportamiento de manera correcta, manteniendo las curvas típicas de un disipador de fluido viscoso.

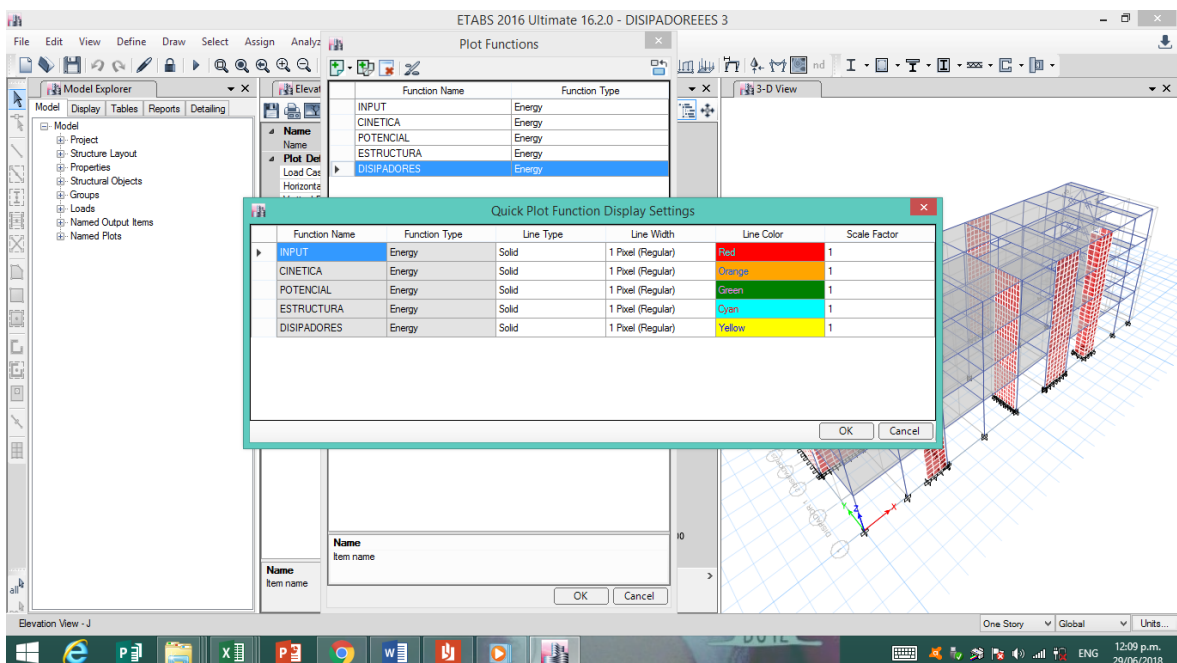
Como podemos observar en los gráficos mostrados anteriormente, absolutamente todos los disipadores se comportan de manera correcta cumpliendo con el comportamiento adecuado de fuerza – desplazamiento que se encuentra en función a las curvas helicoidales que se muestran de color azul, en el eje Y del edificio que se optimizó.

6.17. Balance energético

Mostramos el balance energético, observamos la energía que va a ingresar, esta proviene del sismo empleado en nuestro caso de LIMA 1974 – CASO 2.

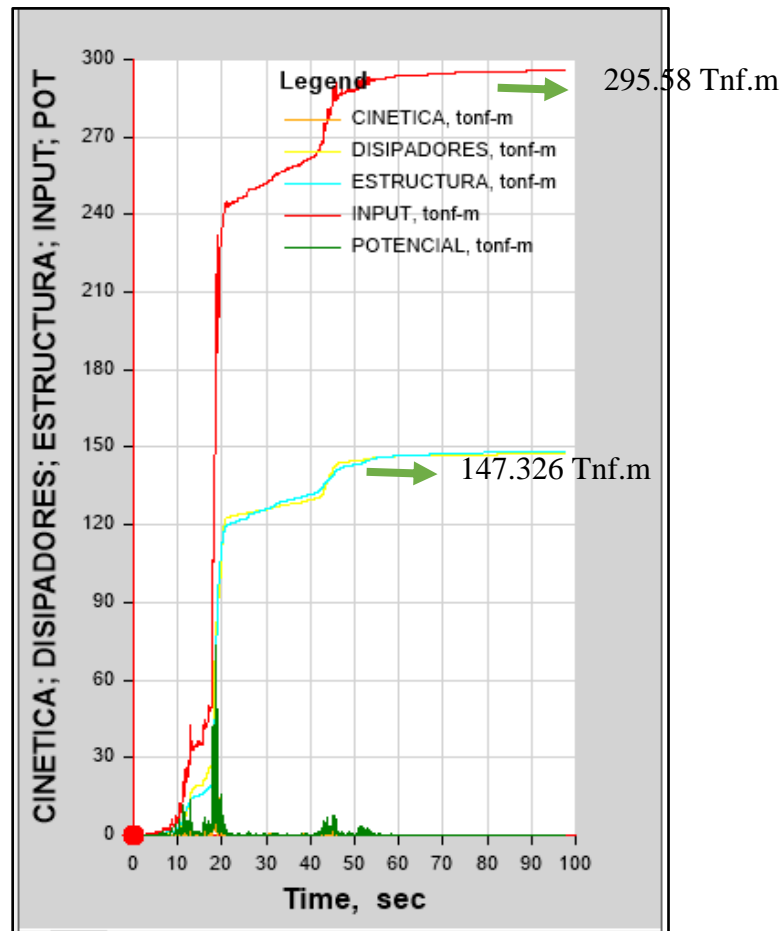
La energía que actúa en la estructura será igual a la energía cinética, energía potencial, energía que tienen los disipadores de fluido viscoso y la energía del amortiguamiento que tiene la propia estructura.

Figura N° 87: Acoplamiento de las energías en la estructura.



Fuente: Etabs 2016

Figura N° 88: Balance energético en estructura.



Fuente: Etabs 2016

$$\% \text{ disipacion de energia} = \frac{\text{Energia disipada por lo amortiguadores}}{\text{Energia de entrada del sismo severo}}$$

$$\% = \frac{147.326 \text{ Tnf.m}}{295.58 \text{ Tnf.m}} \times 100$$

$$\% = 49.84$$

El 49.84 % de la energía total del sismo de ingreso ser absorbida y totalmente disipada por los disipadores dejando que la estructura absorba la diferencia.

Es decir ante el sismo severo el sistema pasivo funciona de la siguiente manera, los primeros en contrarrestar las fuerza laterales son los disipadores, y luego la propia edificación.

6.18. Fuerza de los disipadores

Al tener la estructura totalmente optimizado con el acoplamiento de los disipadores y cumpliendo con las derivas debajo de lo máximo permitido según la norma E.030, y por debajo de la deriva objetiva. De igual manera ya verificado de qué manera se comporta cada disipador propuesto en el eje Y, procedemos a determinar la fuerza axial tanto con compresión como tracción que genera cada disipador colocado en la estructura.

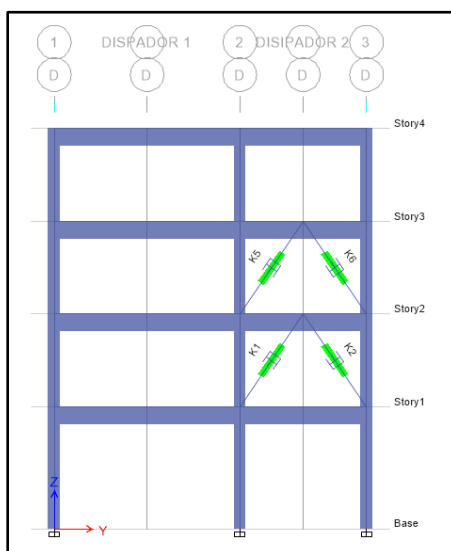
La empresa que promueve este tipo de dispositivos es la empresa Taylor que por medio de CDV representaciones en Perú, trabajan con una tabla de valores ya establecidos, por lo cual cada fuerza determinada en cada disipador será redondeada al valor más próximo mostrado en el catálogo de análisis.

Tabla N° 171: Fuerza y peso de los disipadores provistos por Taylor.

FUERZA TAYLOR (Kip)	Peso (Lbs)
55	98
110	215
165	400
220	560
330	675
440	1000
675	1750
900	2400
1450	consultar
1800	consultar

Fuente: Taylor Devices.

Figura N° 89: Disipadores acoplados en el eje “D”



Fuente: Etabs 2016

Tabla N° 172: Fuerza de los disipadores en el eje “Y” pórtico derecho.

DISIPADOR	NIVEL	FUERZA (TNF)	FUERZA (KIP)	FUERZA TAYLOR (KIP)
K5	3	62.804807	138.46	165
K6	3	74.092767	163.35	165
K1	2	66.7767585	147.22	165
K2	2	80.011634	176.40	220

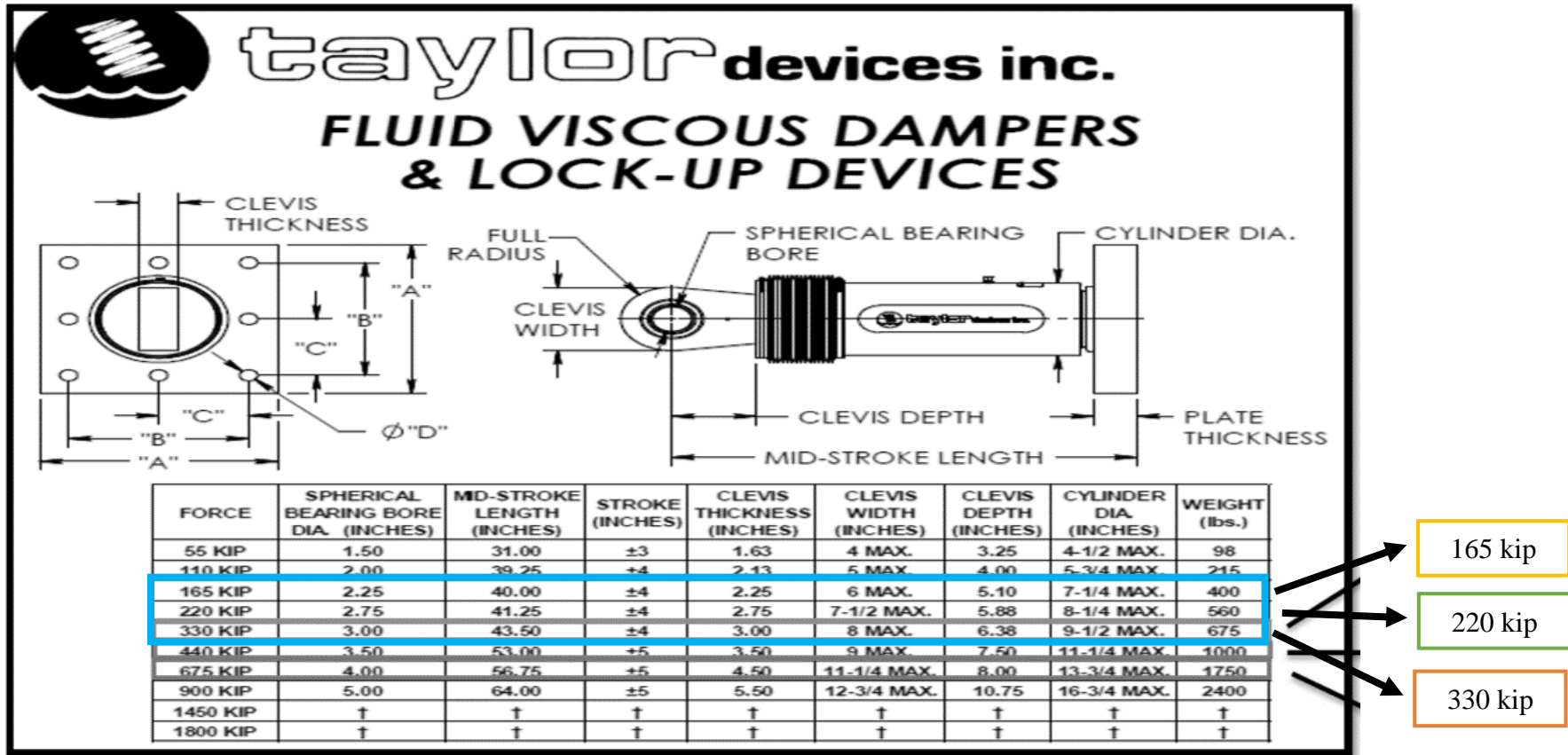
Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 173: Fuerza de los disipadores en el eje “Y” pórtico izquierdo.

DISIPADOR	NIVEL	FUERZA (TNF)	FUERZA (KIP)	FUERZA TAYLOR (KIP)
K9	4	111.157644	245.06	330
K10	4	123.787234	272.91	330
K11	3	119.843924	264.21	330
K12	3	136.755802	301.50	330
K7	2	122.028961	269.03	330
K8	2	138.76863	305.93	330

Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 90: Catalogo de disipadores de Taylor.



Fuente: Taylor Devices.

Figura N° 91: Catalogo de Taylor – placa base.

FORCE	"A"	"B"	"C"	"D"	PLATE THICKNESS (INCHES)
55 KIP	7.00±.12	5.00±.01	*	0.81±.01	1.50±.03
110 KIP	11.12±.12	8.00±.01	*	1.25±.01	1.50±.03
165 KIP	13.50±.12	10.00±.01	5.00±.01	1.12±.01	2.40±.03
220 KIP	16.50±.12	12.50±.01	6.25±.01	1.25±.01	3.00±.06
330 KIP	17.00±.12	13.00±.01	6.50±.01	1.375±.010	3.00±.06
440 KIP	18.00±.12	13.50±.01	6.75±.01	1.500±.010	4.00±.06
675 KIP	20.00±.12	16.00±.01	8.00±.01	1.63±.01	4.00±.06
900 KIP	†	†	†	†	†
1450 KIP	†	†	†	†	†
1800 KIP	†	†	†	†	†

NOTE:
 VARIOUS STROKES ARE AVAILABLE, FROM ±2 TO ±36 INCHES. FORCE CAPACITY MAY BE REDUCED FOR STROKE LONGER THAN STROKE LISTED IN TABLE. ANY STROKE CHANGE FROM THE STANDARD STROKE VERSION DEPICTED CHANGES MID-STROKE LENGTH BY FIVE INCHES PER ±1 INCH OF STROKE.

EXAMPLE: 220 KIP ±4 INCHES STROKE, MID-STROKE LENGTH IS 41.25 INCHES
 220 KIP ±6 INCHES STROKE,
 6-4 = 2 TIMES FIVE = 10
 41.25+10 = 51.25 INCHES MID-STROKE LENGTH

BELLOWS MAY BE REPLACED WITH A STEEL SLEEVE AS DESIRED STROKE LENGTHS INCREASE. CONSULT TAYLOR DEVICES FOR STROKE OVER ± 12 INCHES AND/OR FOR FORCE CAPACITIES FOR STROKE LONGER THAN LISTED IN TABLE.
 * DENOTES 4-BOLT MOUNTING PATTERN
 † DENOTES CUSTOM PATTERN. CONSULT FACTORY.

Fuente: Taylor Devices.

Tabla N° 174: Numero de dispositivos por fuerza de trabajo.

	Número de dispositivos
Fuerza (KIP)	y
165	3
220	1
330	6
TOTAL	10

Fuente: Elaboración propia.

6.18.1. Periodos, frecuencias y masa participativa en estructura optimizada

Sabemos que los disipadores de fluidos viscosos, estos solo incrementan amortiguamiento a la estructura, con lo cual los periodos determinamos en un inicio en el análisis estático no varían en ningún eje de análisis.

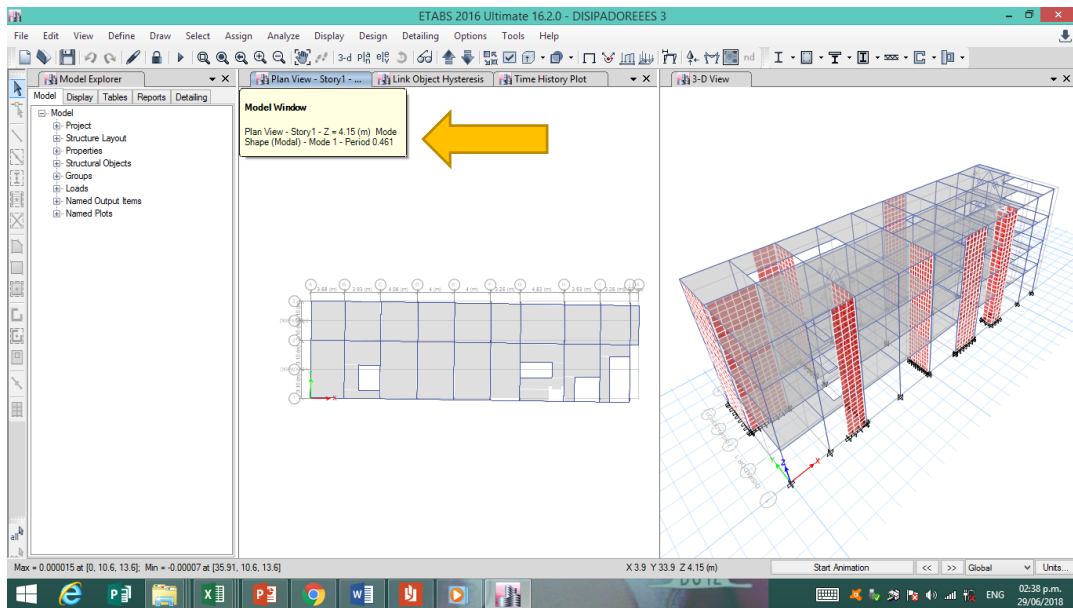
Tabla N° 175: Control de masa participativa sistema de muros estructurales.

Case	Mode	Period	UX	UY	%	%
		sec				
Modal	1	0.461	0.0075	0.4777	0.75%	47.77%
Modal	2	0.326	0.7342	0.0471	74.17%	52.48%
Modal	3	0.23	0.0607	0.2852	80.24%	81.01%
Modal	4	0.126	0.0012	8.52E-02	80.36%	89.52%
Modal	5	0.084	0.164	0.0054	96.76%	90.06%
Modal	6	0.061	0.0039	0.0753	97.15%	97.59%
Modal	7	0.06	0.00000493	0.0092	97.15%	98.52%
Modal	8	0.041	2.50E-02	6.00E-04	99.65%	98.57%
Modal	9	0.04	3.46E-05	2.80E-03	99.66%	98.86%
Modal	10	0.03	0.0002	0.0099	99.68%	99.85%
Modal	11	0.028	3.20E-03	0.0001	100.00%	99.86%
Modal	12	0.021	8.53E-06	0.0014	100.00%	100.00%

Fuente: Etabs 2016.

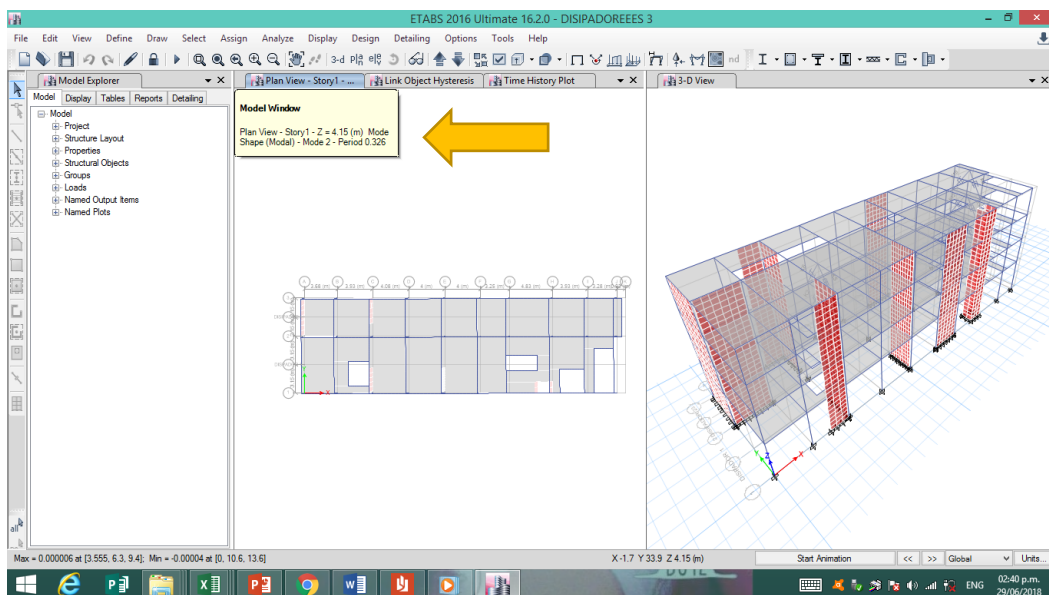
Observamos en la tabla que la edificación cumple con la masa participativa en el modo en ambos ejes.

Figura N° 92: Verificación de periodos en el Modo 1



Fuente: Etabs 2016.

Figura N° 93: Verificación de periodos en el Modo 2



Fuente: Etabs 2016.

De igual forma no observamos aumento de periodo, con lo que concluimos que el tipo de disipador utilizado solo aumento amortiguamiento a la estructura.

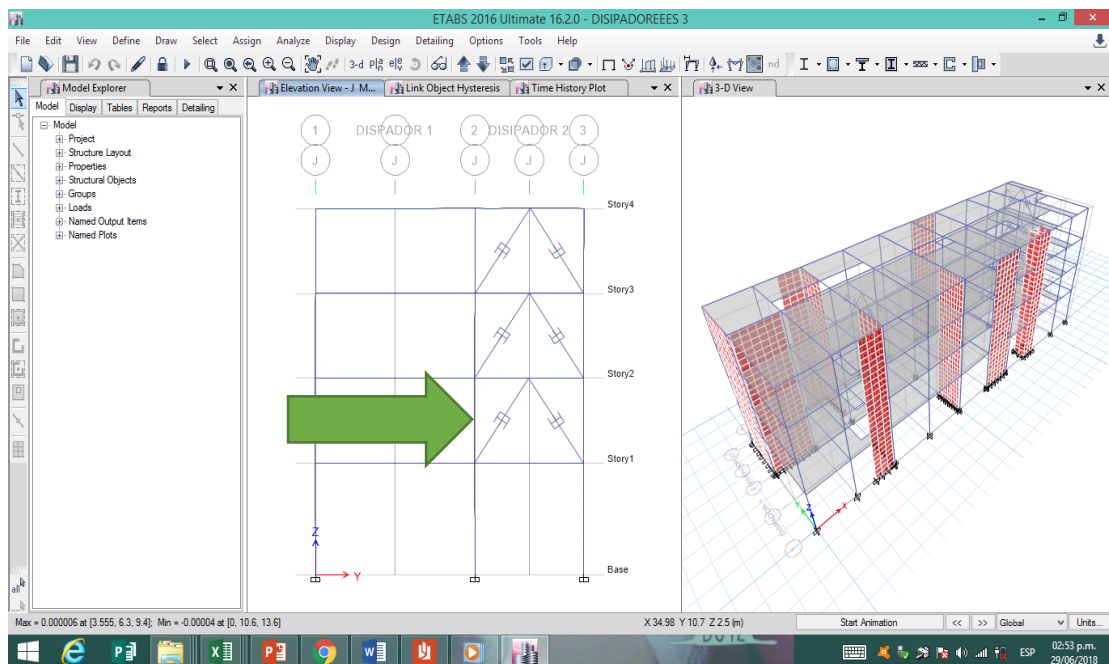
6.19. Máximo Stroke

Es de vital importancia determinar la deformación máxima que sufre uno de los disipadores, por tal motivo la empresa CDV exige un valor límite, este es de 50 mm es decir 5cm como máximo stroke.

Es importante debido a que con estas características se fabricará la cámara de acumulación silicónico para los dispositivos a utilizar.

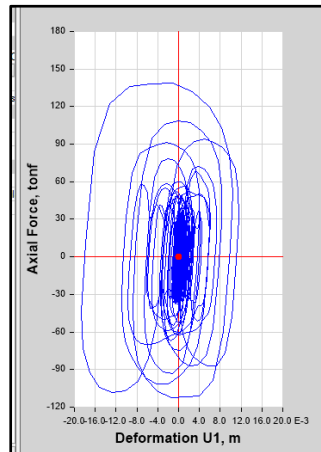
De la estructura ya optimizada utilizaremos en el eje “J” – pórtico del eje 2-3 de la edificación. Analizamos el lazo histerético del disipador K8 que pertenece al segundo nivel, ya que tiene una relación mucho mayor en la fuerza axial del dispositivo vs. La deformación de la estructura.

Figura N° 94: Ubicación del dispositivo K8 en análisis.



Fuente: Etabs 2016.

Figura N° 95: Máximo Stroke en el dispositivo K8



Fuente: Etabs 2016.

El máximo stroke se encuentra en el disipador K8 del eje Y-J con un valor de 10.25 mm, por lo que se encuentra muy por debajo del límite de los 50 mm, esto nos indica que la estructura trabaja de manera eficiente.

6.20. Velocidades máximas

Se determina de la siguiente manera:

$$V = \sqrt[0.5]{\frac{F}{C_j}}$$

- Para los disipadores de fuerza de 165 KIP

Calcularemos la velocidad máxima del disipador K6, este se encuentra en el eje Y-D acoplado en el tercer nivel, donde existe la mayor fuerza axial.

$$V = \sqrt[0.5]{\frac{163.35}{305.009}}$$

$$V = 0.287 \text{ m/s}$$

- Para los disipadores de fuerza de 220 KIP

Calcularemos la velocidad máxima del disipador K2, este se encuentra en el eje Y-D acoplado en el segundo nivel, donde existe la mayor fuerza axial.

$$V = \sqrt[0.5]{\frac{176.40}{305.009}}$$

$$V = 0.334 \text{ m/s}$$

- Para los disipadores de fuerza de 330 KIP

Calcularemos la velocidad máxima del disipador K8, este se encuentra en el eje Y-D acoplado en el segundo nivel, donde existe la mayor fuerza axial.

$$V = \sqrt[0.5]{\frac{305.93}{305.009}}$$

$$V = 1.00 \text{ m/s}$$

SUB - CAPITULO VII

ANÁLISIS SÍSMICO CON OPTIMIZACIÓN DE DISIPADORES VISCOSOS

7.1. Elección del disipador

Como ya se indicó y dio a conocer en los items anteriores se usará tres tipos de disipadores seleccionados en función a la fuerza axial tanto de tracción y compresión que en ellas se genera, sus características son brindados por la empresa Taylor y se ordenan en la siguiente tabla:

Tabla N° 176: Características de los disipadores 220 kip, 330 kip y 440 kip.

Force	Spherical Bearing Bore Dia.(cm)	Mid-stroke Length (cm)	Stroke (inches)	Clevis Thickness (cm)	Clevis Width (cm)	Clevis Depth (cm)	Cylinder Dia (cm)	Weight (lbs)
220 KIP	6.99	104.78	± 4	7.06	18.42	14.94	20.96	560
330 KIP	7.62	110.49	± 4	7.70	20.32	16.21	24.13	675
440 KIP	8.89	134.62	± 5	9.04	22.86	19.05	28.58	1100

Fuente: Catalogo disipadores Taylor completo con placa base.

Tabla N° 177: Características de la placa base de los disipadores 220 kip, 330 kip y 440 kip.

Force	"A"(cm)	"B"(cm)	"C"(cm)	"D"(cm)	Plate Thickness (cm)
220 KIP	41.91	31.75	15.88	3.18	7.62
330 KIP	43.18	33.02	16.51	3.49	7.62
440 KIP	45.72	34.29	17.15	3.81	10.16

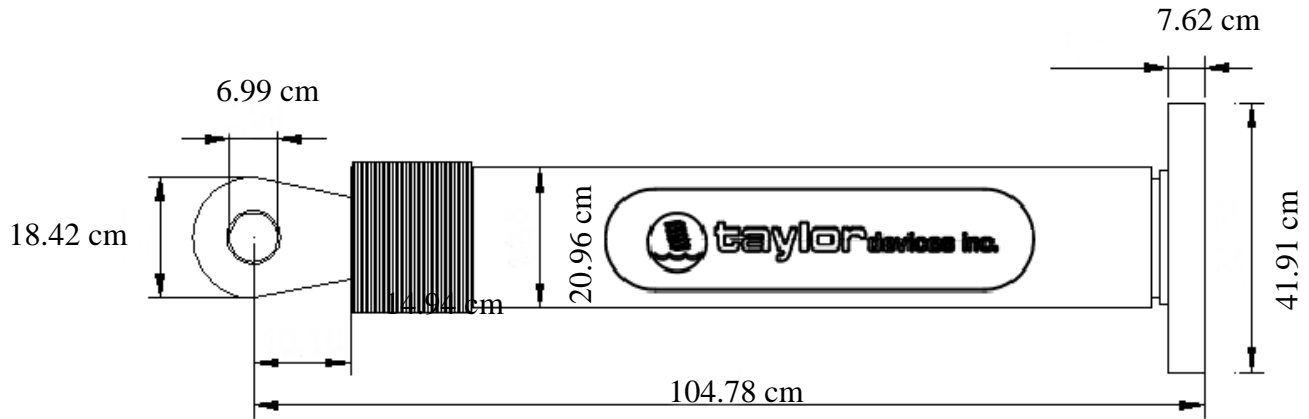
Fuente: Catalogo disipadores Taylor completo con placa base.

Los valores previamente mostrados representan las dimensiones tanto circulares como longitudinales que conforma el dispositivo y sus placas base de apoyo.

Cabe indicar que cada dispositivo ya cuenta con su propio factor de seguridad, por lo que no se requiere ninguna amplificación adicional a las fuerzas obtenidas del análisis no lineal tiempo – historia.

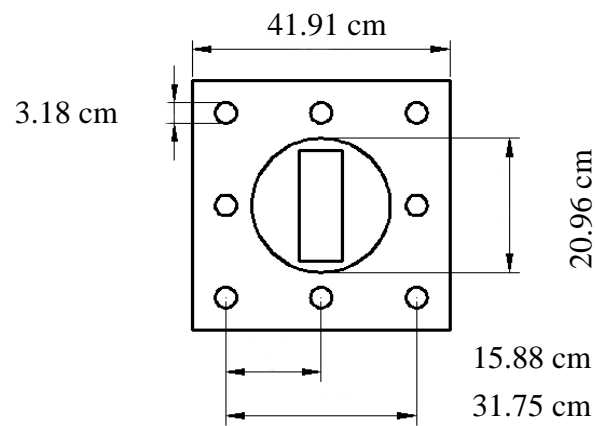
- Para dispositivo de 220 KIP

Figura N° 96: Dimensiones del dissipador de 220 kip



Fuente: Catalogo dissipadores Taylor completo con placa base.

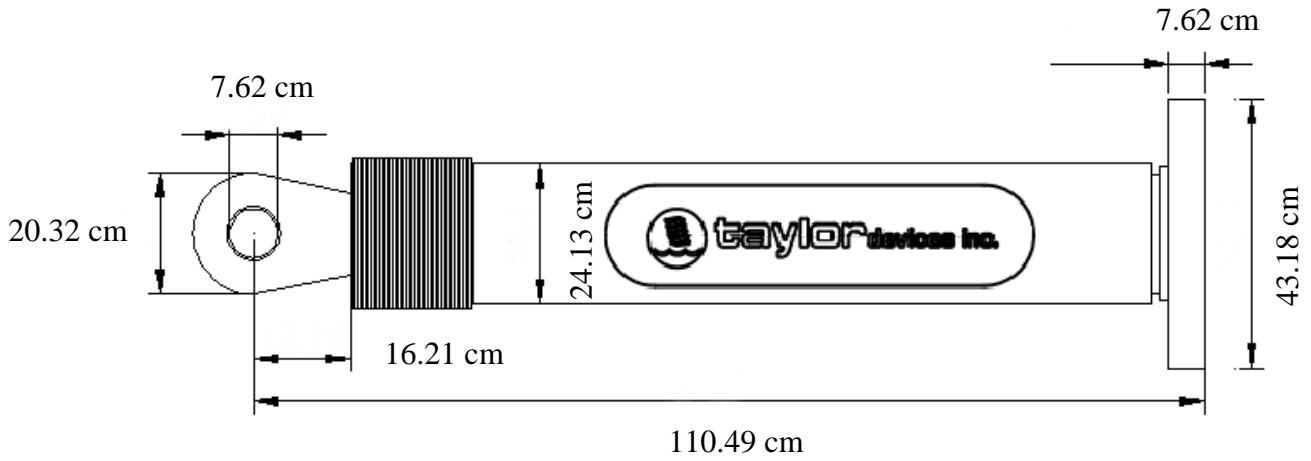
Figura N° 97: Dimensiones de la placa base del dissipador de 220 kip



Fuente: Catalogo dissipadores Taylor completo con placa base

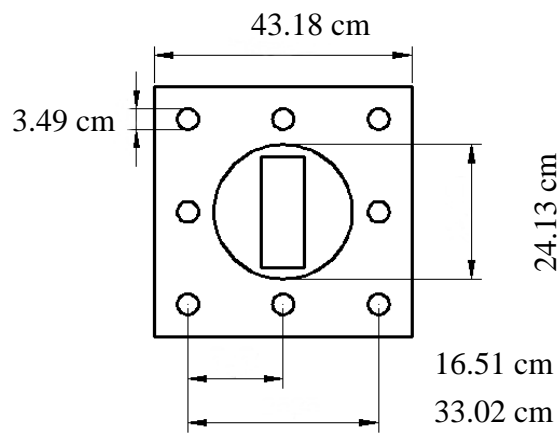
- Para dispositivo de 330 KIP

Figura N° 98: Dimensiones del dissipador de 330 kip



Fuente: Catalogo dissipadores Taylor completo con placa base.

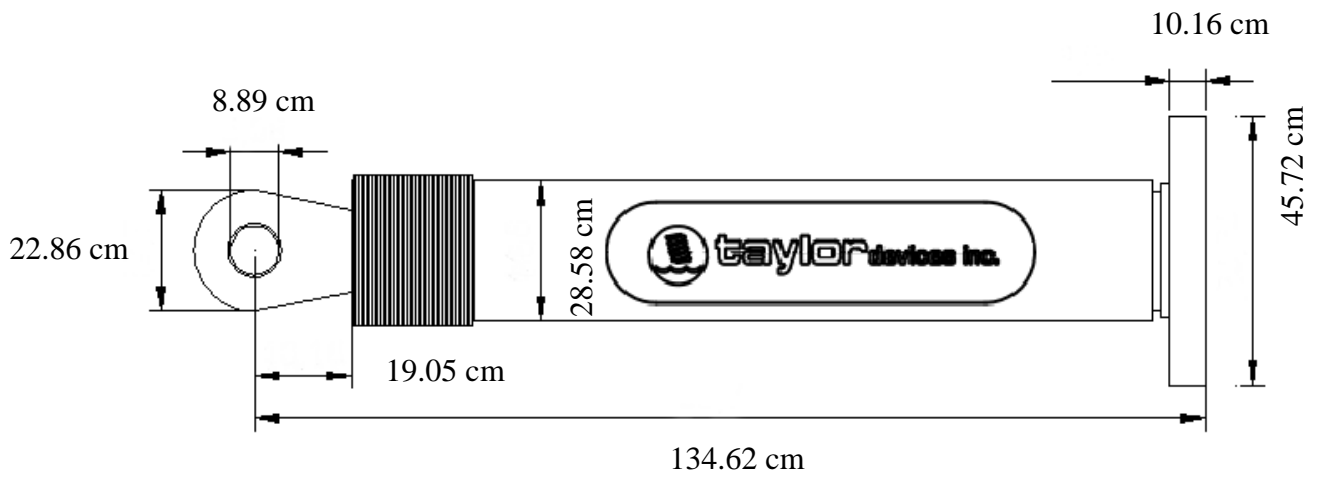
Figura N° 99: Dimensiones de la palca base del dissipador de 330 kip



Fuente: Catalogo dissipadores Taylor completo con placa base.

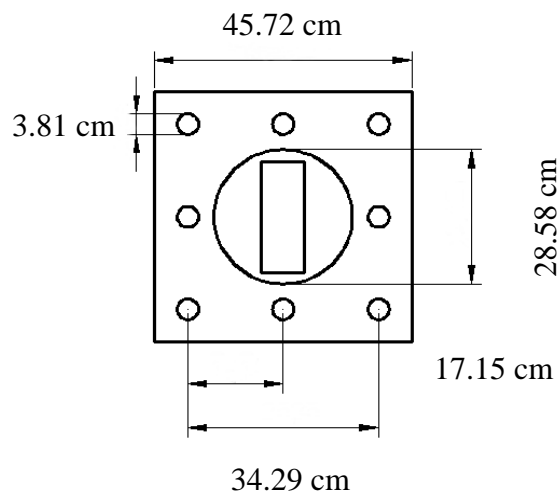
- Para dispositivo de 440 KIP

Figura N° 100: Dimensiones del disipador de 440 kip



Fuente: Catalogo disipadores Taylor completo con placa base.

Figura N° 101: Dimensiones de la palca base del disipador de 440 kip



Fuente: Catalogo disipadores Taylor completo con placa base.

7.2. Diseño del brazo metálico (disposición Chevron Brace mejorada)

Como se conoce, todos los dispositivos se encuentran en una disposición definida de Chevron Brace mejorada o doble diagonal, para lo cual constan de brazos metálicos los cuales absorben la carga axial producto de la fuerza sísmica, mencionados brazos tendrán que ser diseñados para resistir la fuerza producto de un sismo máximo esperado.

Para el eje “Y”, único eje reforzado en la edificación de la presente investigación, se está empleando el perfil metálico Round HSS 20 x 0.500, el cual tiene las siguientes características para su verificación y posterior diseño:

- Área del perfil metálico (A) = 28.5 in²
- Radio del perfil metálico (r) = 6.91 in
- Módulo de elasticidad del acero (E) = 29000 KSI
- Esfuerzo de fluencia (Fy) = 50 KSI

El brazo metálico será de diseño estándar, por lo tanto, se diseñará para el caso más desfavorable. Se procede a ejecutar un nuevo análisis no lineal tiempo-historia con el 1.5 del sismo severo para extraer las axiales máximas dadas en cada disipador producto de un sismo máximo esperado.

• PARA EL UNICO EJE REFORZADO Y

Para el eje D

Tabla N° 178: Fuerza de los disipadores para el eje D del edificio con sismo máximo

DISIPADOR	NIVEL	FUERZA (TNF)	FUERZA (KIP)
K5	3	83.4376	183.95
K6	3	92.9492	204.92
K1	2	86.0703	189.75
K2	2	97.9429	215.93

Fuente: Elaboración propia.

Para el eje J

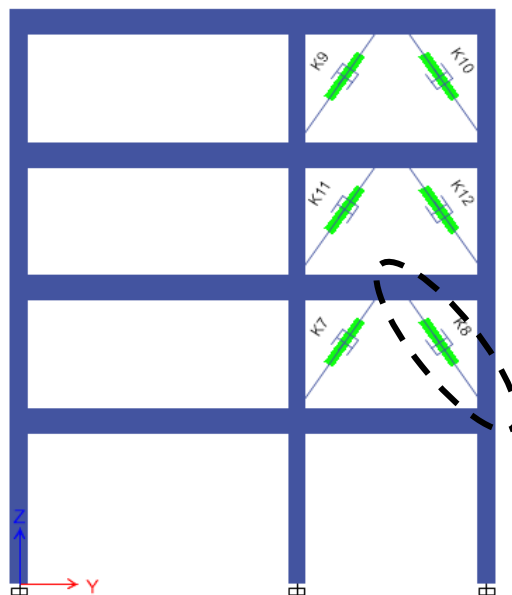
Tabla N° 179: Fuerza de los disipadores para el eje J del edificio con sismo máximo

DISIPADOR	NIVEL	FUERZA (TNF)	FUERZA (KIP)
K9	4	145.3376	320.42
K10	4	156.8205	345.73
K11	3	156.3382	344.67
K12	3	172.5475	380.40
K7	2	158.1234	348.60
K8	2	173.338	382.15

Fuente: Elaboración propia.


El disipador que presenta mayor fuerza axial de trabajo es el K8 del nivel 02 en el eje J, con 173.34 Tnf a vencer.

Figura N° 102: Brazo metálico a diseñar en configuración Chevron Brace mejorado del disipador K8 - Eje Y



Fuente: Etabs 2016.

Figura N° 103: Dimensiones y propiedades del brazo metálico HSS



**Table 1-13
Round HSS
Dimensions and Properties**

HSS20.000-
HSS10.000

Shape	Design Wall Thickness, <i>t</i>	Nominal Wt.	Area, <i>A</i>	<i>D/t</i>	<i>I</i>	<i>S</i>	<i>r</i>	<i>Z</i>	Torsion	
									<i>J</i>	<i>C</i>
									in.	lb/ft
HSS20.000×0.500	0.465	104.00	28.5	43.0	1360	136	6.91	177	2720	272
×0.375 ^f	0.349	78.67	21.5	57.3	1040	104	6.95	135	2080	208
HSS18.000×0.500	0.465	93.54	25.6	38.7	985	109	6.20	143	1970	219
×0.375 ^f	0.349	70.66	19.4	51.6	754	83.8	6.24	109	1510	168
HSS16.000×0.625	0.581	103.00	28.1	27.5	838	105	5.46	138	1680	209
×0.500	0.465	82.85	22.7	34.4	685	85.7	5.49	112	1370	171
×0.438	0.407	72.87	19.9	39.3	606	75.8	5.51	99.0	1210	152
×0.375	0.349	62.64	17.2	45.8	526	65.7	5.53	85.5	1050	131
×0.312 ^f	0.291	52.32	14.4	55.0	443	55.4	5.55	71.8	886	111
×0.250 ^f	0.233	42.09	11.5	68.7	359	44.8	5.58	57.9	717	89.7
HSS14.000×0.625	0.581	89.36	24.5	24.1	552	78.9	4.75	105	1100	158
×0.500	0.465	72.16	19.8	30.1	453	64.8	4.79	85.2	907	130
×0.375	0.349	54.62	15.0	40.1	349	49.8	4.83	65.1	698	100
×0.312	0.291	45.65	12.5	48.1	295	42.1	4.85	54.7	589	84.2
×0.250 ^f	0.233	36.75	10.1	60.1	239	34.1	4.87	44.2	478	68.2

Fuente: Dimensiones y propiedades.

Se calcula la longitud del brazo descontando en su medida la longitud del disipador viscoso:

$$L_{total} = 3.81 \text{ m}$$

$$L_{brazo} = 3.81 \text{ m} - 1.34 \text{ m}$$

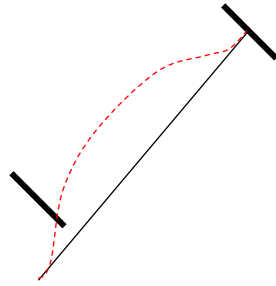
$$L_{brazo} = 2.47 \text{ m} \approx 97.24 \text{ in}$$

Se calcula el esfuerzo de pandeo crítico:

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 29000}{\left(\frac{97.24}{6.91}\right)^2} = 1445.32 \text{ KSI}$$

$F_e > 50 \text{ KSI}$ El perfil trabaja en el rango de pandeo inelástico

Los brazos metálicos no podrán trasladarse ni rotar, por ende, el pandeo se muestra de la siguiente manera:



$$K_{teórico} = 0.5$$

El valor K teórico es de 0.5, pero el valor realista recomendado para el diseño es de 0.65. En esta oportunidad se va a asumir el caso más desfavorable cuando rota y se traslada tomando un valor de diseño de 2.10.

Si:

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

$$F_{rc} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) \times F_y$$

$$\frac{(2.10)(97.24)}{6.91} \leq 4.71 \sqrt{\frac{29000}{50}}$$

$$29.55 \leq 113.43$$

Por lo tanto, se calcula el esfuerzo de pandeo por flexión en el perfil HSS con la siguiente formula:

$$F_{rc} = \left(0.658 \frac{50}{1445.32}\right) \times 50 = 49.28 \text{ KSI}$$

La resistencia nominal mediante el método LRFD será:

$$\phi P_n = \phi \times F_{rc} \times A$$

$$\phi P_n = 0.9 \times 49.28 \times 28.5 = 1264.03 \text{ KIPS} \approx 573.35 \text{ Tnf}$$

La resistencia del perfil con el total de trabajo en fluencia será:

$$\phi T_n = \phi \times F_y \times A$$

$$\phi T_n = 0.9 \times 50 \times 28.5 = 1282.5 \text{ KIPS} \approx 581.73 \text{ Tnf}$$

Se comprueba si cumple:

$$\phi P_n = 573.35 \text{ Tnf} > 173.34 \text{ Tnf} \text{ (OK)}$$

$$\phi T_n = 581.73 \text{ Tnf} > 173.34 \text{ Tnf} \text{ (OK)}$$

7.3. Diseño de viga de acero

Para proceder al diseño de la viga de acero se tomará el pórtico más esforzado del eje "Y", donde la diferencia de fuerzas axiales sea la mayor, creando una mayor resultante ya que el diseño será estándar para todos los pórticos con disipadores.

Del ítem anterior de diseño de los brazos metálicos mediante sismo máximo esperado, se procede a determinar la diferencia de cada par de dispositivos por pórtico y niveles.

La viga de acero tendrá un $F_y = 50 \text{ Ksi}$ y las características se extraerán de las tablas del manual AISC Steel Construction 13th.

- **PARA Y**

Tabla N° 180: Diferencial de axiales en el eje D del edificio con sismo esperado

DISIPADOR	NIVEL	Δ (Tnf)
K5	3	9.51
K6		
K1	2	11.87
K2		

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 181: Diferencial de axiales en el eje J del edificio con sismo esperado

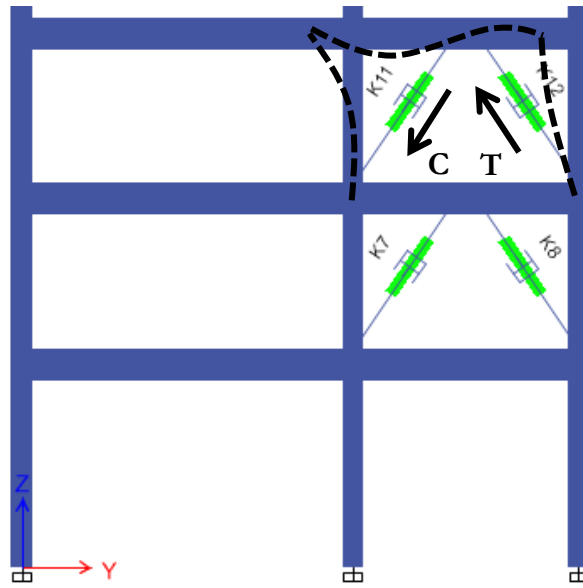
DISIPADOR	NIVEL	Δ (Tnf)
K9	4	11.48
K10		
K11	3	16.21
K12		
K7	2	15.21
K8		

Fuente: Elaboración propia.

De las variaciones (Δ) entre fuerzas axiales producidas en todos los disipadores acoplados a la edificación en el eje “Y”, se puede apreciar que la mayor variación ocurre en los disipadores K11 y K12 correspondiente al nivel 03 con 16.21 Tnf.

El trabajo y la deformada se muestran en la siguiente imagen:

Figura N° 104: Deformada de un pórtico reforzado y trabajo de los disipadores – Eje D

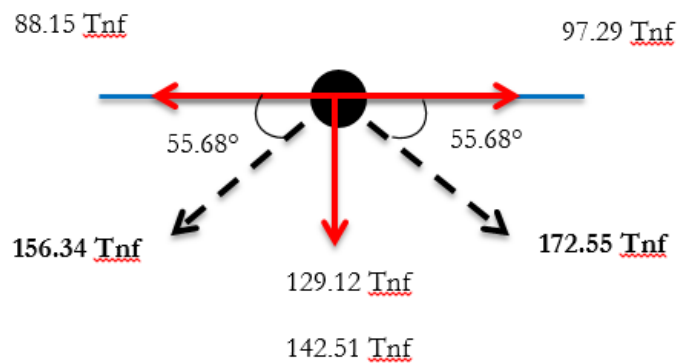


Fuente: Etabs 2016.

El esfuerzo de compresión es de -156.34 Tnf y de tracción 172.55 Tnf, cabe indicar que ambos trabajaron tanto a tracción como a compresión en distintos intervalos de tiempo.

Se inicia realizando un diagrama de cuerpo libre de la viga de acero:

Figura N° 105: Descomposición de fuerzas axiales de los brazos metálicos en disposición Chevron Brace Mejorado – Eje D.



Fuente: Elaboración propia.

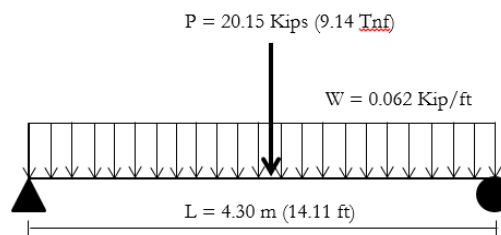
$$F_{centroidal} = 97.29 - 88.15$$

$$F_{centroidal} = 9.14 \text{ Tnf}$$

La viga de acero tendrá que ser diseñada para soportar la carga puntual de 9.14 Tnf a causa del trabajo de los disipadores y además su propio peso.

La viga de acero tendrá un peso 0.062 Kip/ft, se trabaja como una viga simple apoyada y su grafico de cargas se muestra a continuación:

Figura N° 106: Diagrama de carga distribuida y puntual en viga de acero – Eje D



Fuente: Elaboración propia.

Teniendo definido la carga distribuida producto del peso propio de la viga y la carga puntual debido a la fuerza generada por los disipadores, se procede a factorar las cargas:

$$W_u = 0.062 \times 1.4 = 0.0868 \text{ Kip/ft}$$

$$P_u = 20.15 \times 1.4 = 28.21 \text{ Kips}$$

- Cálculo del cortante y momento ultimo

La cortante por superposición de fuerzas tanto de carga distribuida como de carga puntual en la viga de acero simplemente apoyada será:

$$V_{max} = \frac{P_u}{2} + \frac{W_u L}{2}$$

$$V_{max} = \frac{28.21}{2} + \frac{(0.0868)(14.11)}{2}$$

$$V_{max} = 14.72 \text{ Kips}$$

De igual manera se calcula el momento por superposición de esfuerzos:

$$M_{max} = \frac{P_u L}{4} + \frac{W_u L^2}{8}$$

$$M_{max} = \frac{(28.21)(14.11)}{4} + \frac{(0.0868)(14.11)^2}{8}$$

$$M_{max} = 101.67 \text{ Kip.ft}$$

- Sección de prueba

Se asumirá para el diseño una sección de perfil de viga compacta en donde L_b es menor al L_p , siendo su capacidad resistente a la flexión el momento plástico con respecto a su eje mayor M_p .

Para esta condición tenemos:

$$\phi M_n x = \phi M_p x = \phi F_y Z_x \geq M_u$$

Despejando Z_{req}

$$Z_{x_{req}} = \frac{M_u}{\phi F_y}$$

$$Z_{x_{req}} = \frac{101.67 \times 12}{(0.9)(50)}$$

$$Z_{x_{req}} = 27.11 \text{ in}^3$$

Con el previo valor calculado se ingresa a la siguiente tabla de diseño AISC de miembro a flexión y extraemos la sección de prueba.

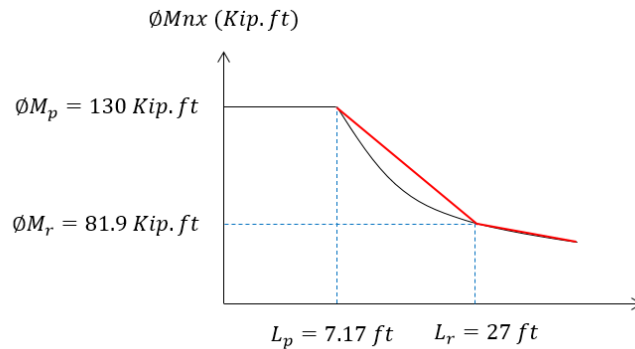
Figura N° 107: Propiedades de la sección viga W8 x 35

Z_x		Table 3-2 (continued)										F_y = 50 ksi	
		W Shapes										Selection by Z_x	
Shape	Z _x in. ³	M _{px} /Ω _b	φ _b M _{px}	M _{rx} /Ω _b	φ _b M _{rx}	BF		L _p ft	L _r ft	I _x in. ⁴	V _{nx} /Ω _v	φ _v V _{nx}	
		kip-ft	kip-ft	kip-ft	kip-ft	kips	kips				kips	kips	
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD				ASD	LRFD	
W18×35	66.5	166	249	101	151	8.07	12.1	4.31	12.4	510	106	159	
W12×45	64.2	160	241	101	151	3.83	5.75	6.89	22.4	348	80.8	121	
W16×36	64.0	160	240	98.7	148	6.19	9.31	5.37	15.2	448	93.6	140	
W14×38	61.5	153	231	95.4	143	5.39	8.10	5.47	16.2	385	87.4	131	
W10×49	60.4	151	227	95.4	143	2.44	3.67	8.97	31.6	272	68.0	102	
W8×58	59.8	149	224	90.8	137	1.70	2.56	7.42	41.7	228	89.3	134	
W12×40	57.0	142	214	89.9	135	3.66	5.50	6.85	21.1	307	70.4	106	
W10×45	54.9	137	206	85.8	129	2.59	3.89	7.10	26.9	248	70.7	106	
W14×34	54.6	136	205	84.9	128	5.05	7.59	5.40	15.6	340	79.7	120	
W16×31	54.0	135	203	82.4	124	6.76	10.2	4.13	11.9	375	87.3	131	
W12×35	51.2	128	192	79.6	120	4.28	6.43	5.44	16.7	285	75.0	113	
W8×48	49.0	122	184	75.4	113	1.68	2.53	7.35	35.2	184	68.0	102	
W14×30	47.3	118	177	73.4	110	4.65	6.99	5.26	14.9	291	74.7	112	
W10×39	46.8	117	176	73.5	111	2.51	3.77	6.99	24.2	209	62.5	93.7	
W16×26^v	44.2	110	166	67.1	101	5.96	8.96	3.96	11.2	301	70.5	106	
W12×30	43.1	108	162	67.4	101	3.92	5.89	5.37	15.6	238	64.2	96.3	
W14×26	40.2	100	151	61.7	92.7	5.32	7.99	3.81	11.1	245	70.9	106	
W8×40	39.8	99.3	149	62.0	93.2	1.64	2.47	7.21	29.9	146	59.4	89.1	
W10×33	38.8	96.8	146	61.1	91.9	2.39	3.59	6.85	21.8	171	56.4	84.7	
W12×26	37.2	92.8	140	58.3	87.7	3.61	5.42	5.33	14.9	204	56.2	84.3	
W10×30	36.6	91.3	137	56.6	85.0	3.08	4.62	4.84	16.1	170	62.8	94.2	
W8×35	34.7	86.6	130	54.5	81.9	1.62	2.43	7.17	27.0	127	50.3	75.5	
W14×22	33.2	82.8	125	50.6	76.1	4.75	7.14	3.67	10.4	199	63.2	94.8	
W10×26	31.3	78.1	117	48.7	73.2	2.90	4.36	4.80	14.9	144	53.7	80.6	
W8×31 ^t	30.4	75.8	114	48.0	72.2	1.58	2.37	7.18	24.8	110	45.6	68.4	
W12×22	29.3	73.1	110	44.4	66.7	4.65	6.99	3.00	9.17	156	64.0	96.0	
W8×28	27.2	67.9	102	42.4	63.8	1.66	2.50	5.72	21.0	98.0	45.9	68.9	

Según los cálculos se necesita un $Z_x = 27.11 \text{ in}^3$, pero por seguridad y arquitectura se tomara una sección de W8 x 35 con un $Z_x = 34.7 \text{ in}^3$

Extraemos de la tabla del AISC Steel construction los valores ϕM_p , ϕM_r , L_p y L_r los cuales pertenecen al perfil seleccionado, teniendo así el diagrama de curva de resistencia básica.

Figura N° 108: Diagrama de curva de resistencia básica de la viga de acero W8 x 35



Fuente: Elaboración propia.

La viga de perfil metálico tiene apoyos simples en sus extremos y no posee riostras laterales, el valor de su distancia $L_b = 14.11 \text{ ft}$, teniendo de los 3 casos de comportamiento de vigas de acero el siguiente:

$$L_p < L_b < L_r$$

Cuando $L_p < L_b < L_r$ significa que la viga incursiona en la zona de comportamiento y fallo de pandeo inelástico 2, la capacidad por momento de la sección se reduce cada vez más. En otras palabras, el soporte lateral es insuficiente para permitir que el miembro alcance una distribución plástica total de deformación antes de que ocurra el pandeo. Por último, para una longitud sin soporte L_r , la sección se pandeara elásticamente tan pronto como se alcance el esfuerzo de fluencia. Sin embargo, debido al proceso de laminación, se tiene en la sección un esfuerzo residual igual a L_r .

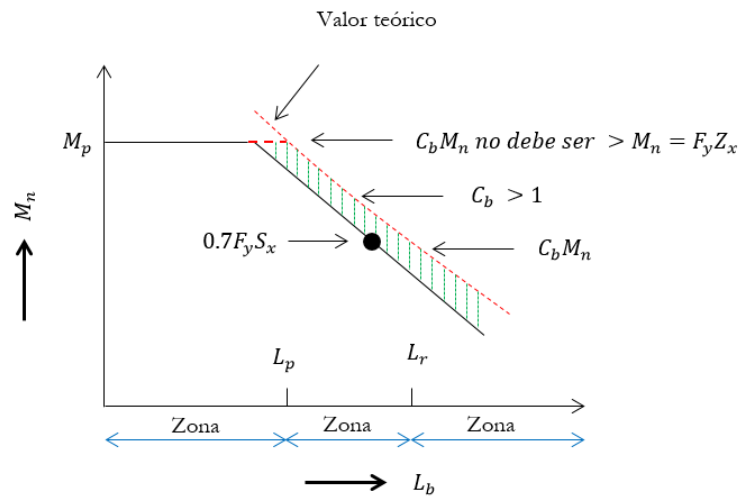
En consecuencia, la resistencia nominal de momento para las longitudes sin soporte lateral entre L_p y L_r se calcula con la siguiente ecuación para la zona de pandeo inelástico zona 2:

$$\phi M_{nx} = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq \phi M_p$$

En primer lugar se determina el valor de C_b el cual viene hacer el factor de modificación de pandeo torsional lateral para diagramas de momento, cuando ambos extremos del segmento sin soporte están arriostrados. Es un coeficiente de momentos que se incluye en las fórmulas para tomar en cuenta el efecto de diferentes gradientes de momento sobre el pandeo de torsión lateral. El pandeo lateral puede verse afectado considerablemente por las restricciones en los extremos y las condiciones de carga de la viga de acero.

Las especificaciones del AISC proporciona coeficientes C_b o de momentos mayores a la unidad que deben multiplicarse por los valores calculados de M_n obteniéndose así mayores capacidades de momento.

Figura N° 109: Capacidades del momento e influencia del valor C_b



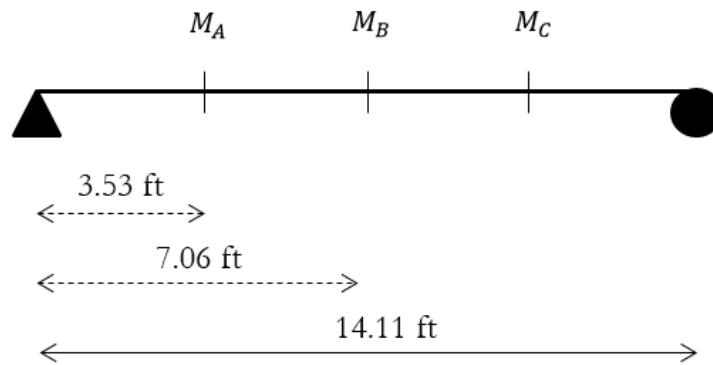
Fuente: Elaboración propia.

El valor de C_b para miembros de simetría simple en curvatura sencilla y todos los miembros de simetría doble se determina con la siguiente ecuación:

$$C_b = \frac{12.5M_{m\acute{a}x}}{2.5M_{m\acute{a}x} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 3$$

Donde $M_{m\acute{a}x}$ es el momento más grande en un segmento no soportado de la viga, los valores M_A , M_B y M_C son los momentos generados en los puntos 1/4, 1/2 y 3/4 de la viga.

Figura No 110: Ubicación de puntos para cálculo de momento en viga de acero



Fuente: Elaboración propia.

$$M_A = M_C = \frac{P_u \cdot X}{2} + \frac{3W_u L^2}{32}$$

$$M_A = M_C = \frac{(28.21)(3.53)}{2} + \frac{3(0.0868)(14.11^2)}{32}$$

$$M_A = M_C = 51.41 \text{ Kip. ft}$$

El momento en B ya se conoce, ya que viene hacer el momento máximo ya hallado anteriormente:

$$M_B = M_{m\acute{a}x} = 101.67 \text{ Kip. ft}$$

Teniendo ya los valores de los 3 momentos dados en la viga de acero, se procede a calcular el valor de C_b :

$$C_b = \frac{12.5(101.67)}{2.5(101.67) + 3(51.41) + 4(101.67) + 3(51.41)} \leq 3$$

$$C_b = 1.31 \leq 3 \text{ OK!!}$$

Ahora se calcula el momento resistente de la viga de acero transformando la ecuación de pandeo inelástico zona 02 al método de diseño LRFD:

$$\phi M_{nx} = C_b [\phi M_{px} - BF(L_b - L_p)] \leq \phi M_{px}$$

$$\phi M_{nx} = 1.31[130 - 2.43(14.11 - 7.17)] \leq \phi M_{px}$$

$$\phi M_{nx} = 148.21 \text{ Kip. ft} \leq 170.3 \text{ Kip. ft} \text{ OK !!}$$

Se verifica con éxito:

$$\phi M_{nx} (148.21 \text{ Kip. ft}) \geq M_{mu} (101.67 \text{ Kip. ft})$$

Se verifica a continuación la cortante en la viga, el valor de la cortante resistente se extrae de la misma tabla 3 – 2 del AISC:

$$\phi V_{nx} = 75.5 \text{ Kips}$$

$$\phi V_{nx} (75.5 \text{ Kips}) \geq V_{máxY} (14.72 \text{ Kips}) \text{ OK!!}$$

Las dimensiones del perfil metálico W8 x 35 para la viga que forma el conjunto del sistema de protección sísmica, disposición Chevron Brace mejorado, se extraen de la siguiente tabla brindada por el AISC Steel construction 13th.

Figura N° 111: Dimensiones de la sección de viga W8 x 35

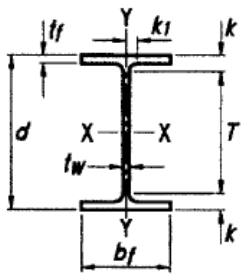


Table 1-1 (continued)
W Shapes
Dimensions

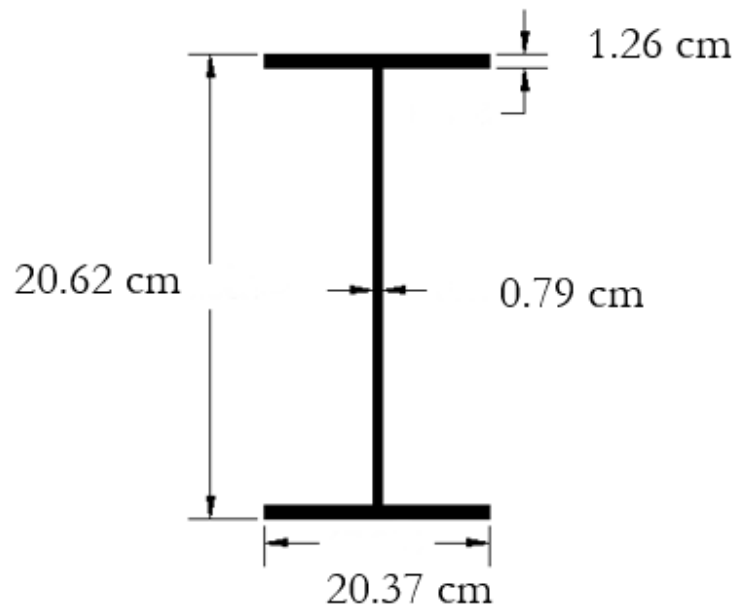
Shape	Area, A in. ²	Depth, d in.		Web			Flange				Distance				
				Thickness, tw in.	tw/2 in.	Width, bf in.	Thickness, tf in.	k		k1 in.	T in.	Work-able Gage in.			
								kdes in.	kdet in.						
W8x67	19.7	9.00	9	0.570	9/16	5/16	8.28	8 1/4	0.935	15/16	1.33	1 5/8	15/16	5 3/4	5 1/2
×58	17.1	8.75	8 3/4	0.510	1/2	1/4	8.22	8 1/4	0.810	13/16	1.20	1 1/2	7/8		
×48	14.1	8.50	8 1/2	0.400	3/8	3/16	8.11	8 1/8	0.685	11/16	1.08	1 3/8	13/16		
×40	11.7	8.25	8 1/4	0.360	3/8	3/16	8.07	8 1/8	0.560	9/16	0.954	1 1/4	13/16		
×35	10.3	8.12	8 1/8	0.310	5/16	3/16	8.02	8	0.495	1/2	0.889	1 3/16	13/16		
×31'	9.12	8.00	8	0.285	5/16	3/16	8.00	8	0.435	1/16	0.829	1 1/8	3/4		

Tabla N° 182: Características de la viga de acero W8 x 35

Sección	Unidades	Profundidad (d)	Espesor del Nervio (tw)	Alas		Área (in ²)	Peso Nominal(lb/ft)
				Ancho (bf)	Espesor (tf)		
W 8 x 35	in	8.12	0.31	8.02	0.495	10.3	62
	cm	20.62	0.79	20.37	1.26		

Finalmente queda definido la sección de la viga para el eje “Y” con W8 x 35, cumpliendo con el momento y cortante resistente por encima del momento y cortante máximo actuante.

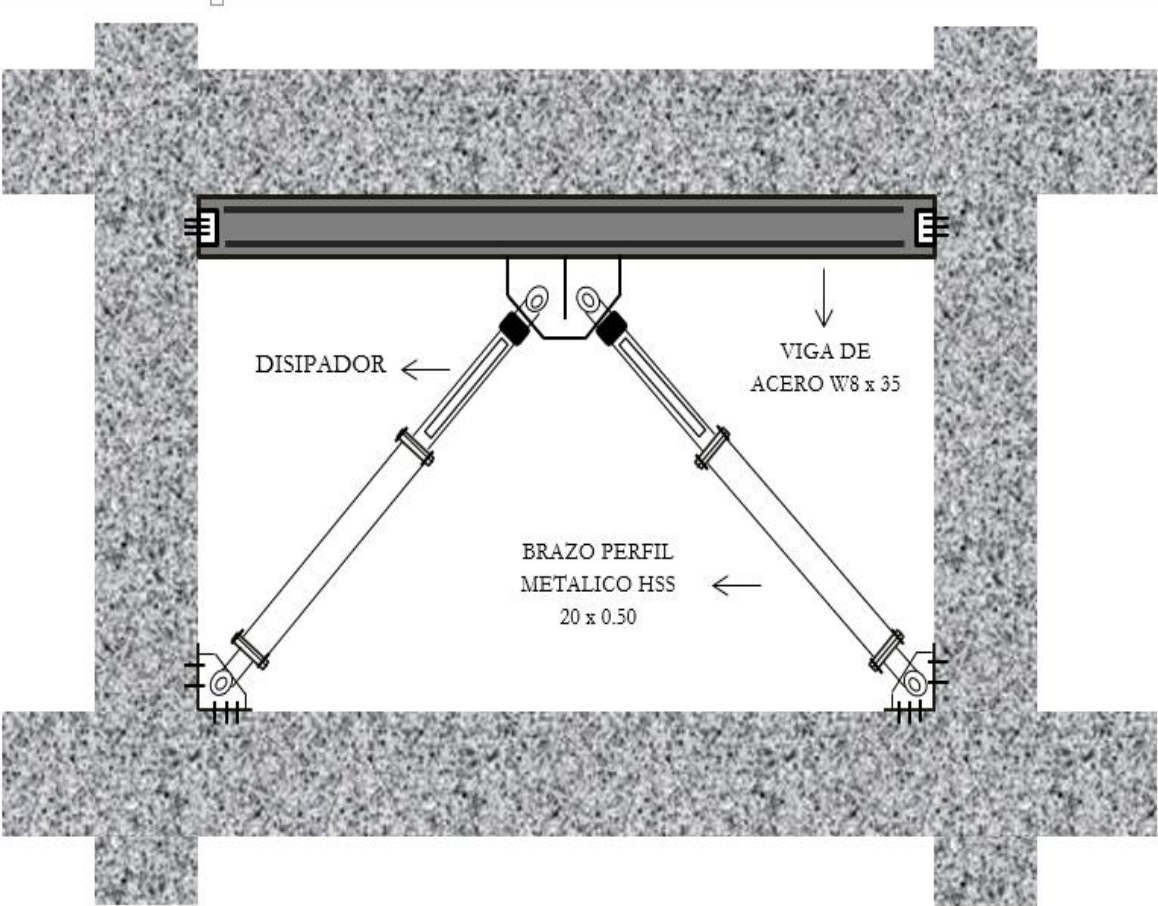
Figura N° 112: Viga de acero W18 x 106 - diseño final



Fuente: Elaboración propia.

El pórtico quedara de la siguiente manera:

Figura N° 113: Diseño final del pórtico con acoplamiento del sistema de disipación viscosa - Eje Y



Fuente: Elaboración propia.

SUB - CAPITULO VIII

CONTRASTACIÓN DE RESULTADOS

Se culmina el diseño estructural con el adiconamiento de disipadores de fluido viscoso para el eje Y en configuración de Chevron Brace mejorado, siendo el recomendado cumpliendo de forma correcta la deriva máxima de 0.0056 obtenida por la Metodología Hazus, con la finalidad de lograr un daño leve a moderado en la edificación ante un sismo severo.

Mediante se realizaba el proceso para el análisis dinámico – matemático, la estructuras tuvo diversos cambios en su comportamiento lineal, sismo moderado e incursionando en la no lineal ante diferentes sismos severos.

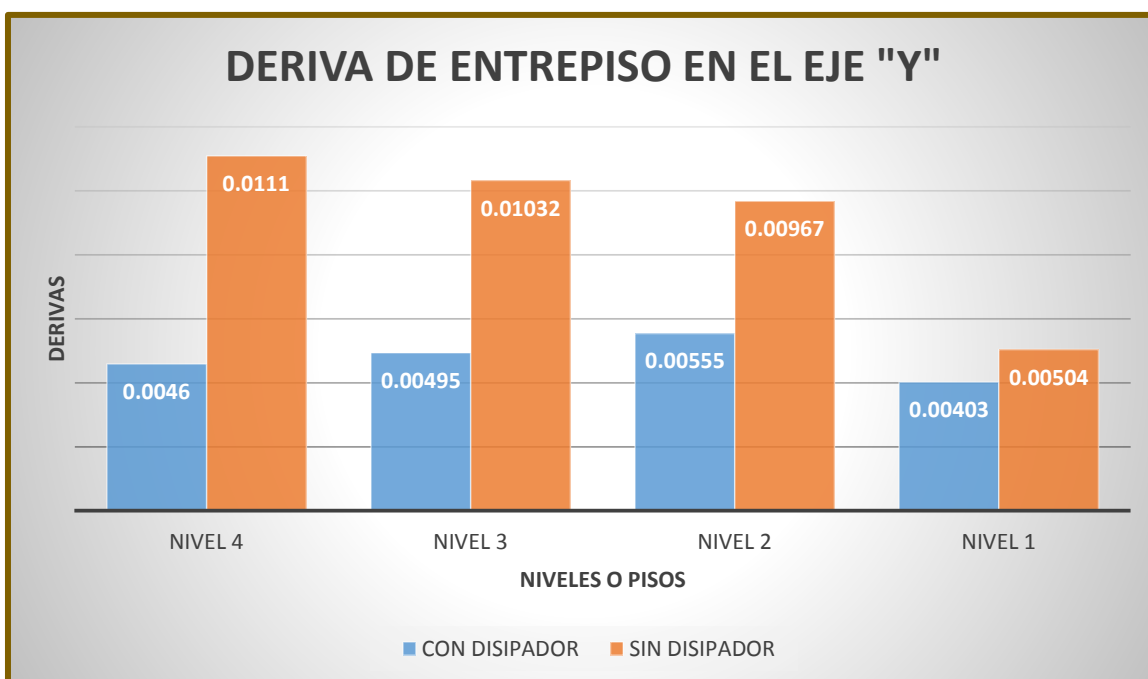
El reforzar la estructura con disipadores tuvo éxito, pues cumplió con las derivas permisibles de entrepiso, con la finalidad de que la estructura se mantenga en funcionamiento durante y después de un sismo severo.

Concluimos con éxito el diseño de la estructura con la incorporación de disipadores, de tal manera que demostramos como quedará el edificio después del suceso sísmico, finalmente, añadiremos algunos gráficos que nos ayudaran a observar de qué manera es la eficiencia del uso se este sistema de protección sísmica pasivo.

8.1. Derivas entre piso

Determinamos los desplazamientos en el centro de masa para la dirección en Y, siendo esta el eje reforzado. Estos desplazamientos en el centro de masa son hallados con el sismo de Lima 1974 – Caso 2.

Gráfico N° 9: Derivas de entrepiso del edificio sin disipadores vs edificio con disipadores - Eje Y



Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 183: Reducción porcentual en derivas de entrepiso - Eje Y

	CON DISIPADOR	SIN DISIPADOR	REDUCCIÓN %
NIVEL 4	0.0046	0.0111	58.56%
NIVEL 3	0.00495	0.01032	52.03%
NIVEL 2	0.00555	0.00967	42.61%
NIVEL 1	0.00403	0.00504	20.04%

Fuente: Elaboración propia.

IV. DISCUSIÓN

Una de las principales razones por la cual se desarrolló la presente tesis de investigación fue tener la prioridad de conocer la vulnerabilidad extrema y a la vez la inestabilidad que poseen las estructuras en varias edificaciones que se encuentran ya sea en nuestra localidad, como en todo el país al presenciar un riesgo sísmico.

La forma en que se desarrolló la tesis, su configuración, el modelo empleado y a la vez calculado, así como finalmente la optimización e interpretación de los resultados, son los puntos principales para poder dar a conocer que tan importante es la utilización de estos dispositivos modernos, especialmente en las estructuras catalogadas como esenciales según la norma E.-030.

Iniciamos analizando la estructura con el sistema inicial determinado un sistema aporricado empezamos con el análisis sismo estático, asumiendo en primera instancia que la estructura era regular de acuerdo a la norma E..030 ítem 3.7.1. Hoy en día la norma toma mayor importancia al fallo estructural, es por eso que designa un valor para cada irregularidad ya sea en altura como en planta, con el objetivo de dar mayor seguridad en cuanto a la intervención de la cortante en la base de la estructura.

Por lo cual se determinó la presencia de irregularidades extremas, Determinando así la presencia de irregularidad de piso blando con un coeficiente de 0.75 e irregularidad extrema rigidez con un coeficiente de 0.50. en ambos ejes de análisis. No presenta ninguna irregularidad en planta, por lo cual la norma E030 en el ítem 3.6. dicta que de determinarse dos tipos de irregularidades es valor tomado fue de 0.50 cambiando así el coeficiente de reducción sísmica que se tomó al inicio con un valor de 8, teniendo como nuevo coeficiente de reducción sísmica un valor de 4 para.

Es por ello que se tuvo que volver a calcular una nueva cortante basal para ambos ejes con la misma cortante basal.

Pasando al análisis dinámico modal – espectral, fue necesario realizar un escalamiento ya que el cortante dinámico no cumple con lo que dice la norma, que al ser irregular en el eje X la cortante dinámica debe ser mayor al 90% del cortante estático y en el eje Y al ser regular debe ser mayor al 80% del cortante estático (Tabla N° 71), realizando el escalamiento respectivo, ahora para ambas direcciones ortogonales de análisis la cortante dinámico si cumple tanto con el 90% del cortante estático (Tabla N° 72). En cuanto a la masa participativa de la estructura se encuentra en el intervalo del modo 5 con el 90% de participación en ambas direcciones ortogonales (Tabla N° 73).

Antes de continuar como determinamos en el capítulo IV, tener a la edificación con un sistema solo a base de pórticos hasta llegar a optimizarlo con el uso de disipadores, causará un mal comportamiento en la estructura vs dispositivo, debido a que logré disipar la energía manteniendo los drift inelásticos en el rango que nos exige la norma, pero causario un comportamiento inaceptable y para nada favorable de estos dispositivos a la hora del sismo, debido que al tener a la edificación comportándose de manera muy flexible causará que rápidamente el mayor porcentaje de la energía sísmica se vea absorbido por los dispositivos, causando un comportamiento que no esperamos en los dispositivos, obteniendo poca disipación de la energía, debido de una disipación rápida sin previa disipación estructural por parte de la estructura, de tal manera es posible que se use demasiados disipadores, y eso no convendría económicamente.

Debido a ello se incrementó la rigidez con elementos de corte antes de la optimización con disipadores de fluido viscoso. Obteniendo los siguientes resultados.

Analizando la estructura con un sistema de muros estructurales empezamos nuevamente con el análisis sísmico estático, asumiendo en primera instancia que la estructura era regular de acuerdo a la norma E..030 ítem 3.7.1.

Determinando la presencia de irregularidades, obtuvimos que no presenta ninguna irregularidad en planta ni en altura, por lo cual el coeficiente de reducción sísmica que se tomó al inicio con un valor de 6, fue el correcto.

Pasando al análisis dinámico modal – espectral, fue necesario realizar un escalamiento ya que el cortante dinámico no cumple con lo que dice la norma, que al ser regular debe ser mayor al 80% del cortante estático (Tabla N° 132), realizando el escalamiento respectivo, ahora para ambas direcciones ortogonales de análisis la córtate dinámico si cumple tanto con el 80% del cortante estático (Tabla N° 133). En cuanto a la masa participativa de la estructura se encuentra en el intervalo del modo 5 con el 90% de participación en ambas direcciones ortogonales (Tabla N° 134).

Culminando el modelo dinámico modal – espectral, se procedió a evaluar las derivas elásticas e inelásticas en el eje X y en el eje Y, multiplicando las derivas elásticas directamente por R para pasarlas a inelásticas, tal cual indica la norma E.030 2016. Para el eje X las derivas de todos los niveles cumplen con la máxima deriva otorgada por la Norma E.030 de 0.007 para estructuras de concreto armado (Tabla N° 135). De igual manera en el eje Y las derivas de los niveles 2 al 4 sobrepasa el 0.007 (Tabla N° 136).

En cuanto al análisis sísmico con reforzamiento de disipadores de fluido viscoso, en el rango lineal y no lineal, la Normal E.030 2016 nos indica antes de iniciar el análisis dinámico - tiempo historia, se tiene que volver a analizar la estructura por el método dinámico modal – espectral, esta vez se tomara un coeficiente de reducción sísmica de 1, creando un nuevo espectro con $R=1$ (Tabla N° 138) dándole a la edificación un sismo severo completo, luego se vuelve a correr el modelo dinámico modal – espectral con $R=1$, obteniendo nuevos desplazamientos para el eje X (Tabla N° 139) y el eje Y (Tabla N° 140), teniendo en cuenta que no se hace ninguna amplificación.

Pasando a los registros sísmicos, se consideraron 3, siendo el mínimo permitido por la Norma E.030 2016, siendo los sismos de Lima 1966, Lima

1974 y el de Ica 2007, catalogados los más severos ocurridos en nuestro país.

Antes de ser utilizados se hizo una corrección de los acelerogramas en el software SeismoSignal, obteniendo dos casos por cada sismo en el eje X y el eje Y como nos indica la Norma E.030 2016. Teniendo un espectro objetivo que fue hallado anteriormente en el análisis sismo dinámico modal – espectral con $R=1$ pero esta vez estará afectado por la gravedad, se procede escalar los acelerogramas mediante el software SeismoMatch, se introducen los registros al software Etabs y se corre nuevamente el modelo matemático análisis dinámico - tiempo historia lineal, obteniendo derivas cercanos y lejanos al espectro de diseño. Una vez obtenido los desplazamientos por cada registro sísmico en dos casos para el eje X y el eje Y, se determinó el mayor parecido entre las derivas del tiempo historia lineal vs las derivas del análisis dinámico espectral con $R=1$, para determinar cuál sería el sismo de diseño el eje Y (Tabla N° 150), siendo el sismo de Lima 1974 – Caso 2 para el eje Y donde se tendrá que vencer una deriva máxima de 11.10 ‰.

En cuanto al desempeño de los disipadores de fluido viscoso, se consideró el use del comité Visión 2000, determinando el nivel de amenaza sísmica un sismo raro (Tabla N° 153) y un nivel de desempeño de Resguardo de vida con un daño moderado (Tablas N° 154 y 155) la deriva objetivo que se considero fue de 0.0056 la cual es brindada por la Metodología Hazus (Figura N° 63). Llevando al edificio a un estado de resguardo de vida con daño moderado reparable ante un sismo severo.

Se determinó que la configuración principal a reforzar en el edificio será la de Chevron Brace. Para el eje Y se obtuvo 1 brazo metálico y 1 coeficiente de amortiguamiento.

Teniendo ya las propiedades del disipador se corre el análisis dinámico no lineal tiempo – historia y optimización con disipadores viscosos, obteniendo

para el eje Y (Tabla N° 169), por lo tanto, el modelo es correcto, teniendo la capacidad de resistir sismos severos.

Posteriormente se evalúan si los disipadores que fueron acoplados a la edificación están trabajando correctamente, esto se verificó mediante los comportamientos histeréticos de cada disipador de fluido viscoso.

En el eje el eje Y se desacoplo disipadores en el eje D, para el 4 nivel. Al desacoplar los disipadores se tuvo que correr nuevamente el modelo y determinar de nuevo los desplazamientos y verificar que la derivas estén sobre el 0.0056 impuesto por la Metodología Hazus.

En cuanto al balance energético, se muestra que en el eje Y los disipadores absorben un 42.81% de energía sísmica. De los 10 disipadores 3 son de 1650 Kip, 1 de 220 Kip y 6 de 330 Kip, todas las fuerzas de tracción y compresión dadas en los disipadores se reducen a valores del catálogo de Taylor, CDV representación de Perú.

El máximo Stroke está en 10.25 mm mm estado por debajo de 50mm por lo tanto el comportamiento de todos los disipadores es el correcto.

V. CONCLUSIONES

Habiéndose cumplido con éxito los objetivos propuestos para la presente tesis, se concluye que:

1. Se pre dimensionó los elementos estructurales de toda la estructura, obteniendo las siguientes medidas; vigas de 0.25 x 0.60; las columnas de 0.25 x 0.40, las placas con un ancho de 0.25 m y la losa aligerada de 0.20 cm de espesor.
2. Se concretó el análisis sísmico de la estructura tanto para un sistema aporticado, como para de muros estructurales. Se analizó y diseño estructuralmente la edificación de uso clínica A2 desde el sistema aporticado, muros estructurales y optimización con disipadores de fluido viscoso, para lo cual se obtuvo el comportamiento en el rango no lineal más cercano a la realidad.
3. Se realizó en la edificación tanto aporticada como de muros estructurales los análisis convencionales de fuerzas equivalentes y dinámico modal – espectral, mencionados análisis fueron tanto para fines de comparación, determinación y punto de partida para los cálculos avanzados.
4. Se diseñaron los disipadores de fluido viscosos – Taylor no lineales para cada fuerza axial de trabajo, el acoplamiento de los mismos garantiza la total operabilidad de la estructura, teniendo daños despreciables.

VI. RECOMENDACIONES

Luego de haber concluido la investigación, se detallan a continuación algunas recomendaciones:

1. Para realizar un correcto análisis estructural lineal, usar el modelo sísmico dinámico modal – espectral y para la no linealidad acoplar disipadores de fluido viscoso mediante la disposición Chevron Brace mejorado.
2. Ejecutar el análisis de estático o de fuerzas equivalentes y dinámico modal - espectral solo para fines de comparación y determinación mas no para diseño, ya que el primero solo es una análisis de fuerzas vs rigidez lateral y el segundo porque no muestra el comportamiento real de una estructura.
3. Diseñar los disipadores teniendo en cuenta para el amortiguamiento efectivo la máxima deriva tanto en “X” como en “Y” y una deriva objetivo de acuerdo a la norma de cada país, de igual manera teniendo una vez el edificio optimizado cumpliendo con los desplazamientos, verificar el comportamiento histerético de todos los disipadores. A la hora de realizar un análisis no lineal tiempo – historia usar mínimo 3 registros, dos casos por registro los cuales tendrán que ser escalados y corregidos al espectro de diseño mediante un software especializado.
4. Por último se recomienda como sistema de protección sísmica los disipadores de fluido viscoso con una disposición Chevron brace mejorada, ya que ellas adicionan amortiguamiento más no rigidez a la estructura, generando debido a su disposición una mayor disipación de energía y manteniendo a los periodos estables.

VII. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- BLANCO, Antonio. Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. 2.a ed. Lima: Colegio de ingenieros del Perú, 1994. 303 pp.
- CHAVEZ, Jean Piers. Diseño sismorresistente de edificios con dispositivos de fluido viscoso. 1.a ed. Nuevo Chimbote: Grupo Universitario S.A.C., 2017. 389 pp.
ISBN: 978-9972-33-910-3
- DIAZ LA ROSA Sánchez, Marco Antonio. Evaluación del proyecto estructural y optimización del diseño con disipadores de energía viscosos taylor para una edificación esencial de 6 pisos. Tesis (Título profesional de Ingeniería Civil). Trujillo: Universidad Privada Antenor Orrego del Perú, 2014. 214 pp.
- HARMSEN, Teodoro. Diseño de estructuras de concreto armado. 3.a ed. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, 2002. 682 pp.
- MORALES, Roberto. Diseño en concreto armado. 3.a ed. Lima: Fondo editorial icg, 2006. 228 pp.
- Perú. Reglamento nacional de edificaciones. 22 de Enero del 2016, N° 003-2016-Vivienda. 823 pp.
- ROMERO Leca, José. Diseño estructural de un edificio de 7 pisos de concreto armado con reforzamiento con disipadores visco-elásticos sólidos, 2016. Tesis (Título profesional de Ingeniería Civil). Lima: Universidad Privada Antenor Orrego del Perú, 2016. 259 pp.

- ROMO, Marcelo. Hormigón Armado. 1.a ed. Ecuador: Escuela politécnica del ejército, 2008. 584 pp.

- VILLARREAL, Genner y OVIEDO, Ricardo. Edificaciones Con Disipadores De Energía. Lima: Libro Premio Nacional Anr, 2008.122 pp.

- VILLARREAL, Genner y OVIEDO, Ricardo. Edificios con dispositivos pasivos de disipación de energía. 1.a ed. Lima: Grafica norte, 2009. 127 pp.
ISBN: 978-9972-33-910-3.

- VILLARREAL, Genner y LA ROSA, Marcos. Edificaciones con disipadores viscosos. 1.a ed. Lima: Grafica norte, 2016. 133 pp.
ISBN: 978-612-00-2419-5.

ANEXOS

ANEXO 01:
INSTRUMENTO

INSTRUMENTO DE ACUERDO A LA NORMA E-030 Y E-060



UCV
UNIVERSIDAD
CESAR VALLEJO

"DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO APORTICADO TIPO A2 CON DISIPADORES DE ENERGÍA EN EL AA.HH. BELÉN, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE - 2018"

1. DATOS GENERALES

NOMBRE DEL TESISISTA:	Maessiel Manilla Mjaro	
ASESOR:	Ing. Manilla Jacobo	
LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:	Diseño Sismico Estructural	
UBICACIÓN:	REGIÓN	Andes
	PROVINCIA	Santa
	DISTRITO	Nuevo Chimbote
DIRECCIÓN:	AA.HH. Belén	


2. PARÁMETROS ESTRUCTURALES

CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN	A1	
	A2	X
	B	
	C	
	D	
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS	Tipo de suelo	Suelo Blando
	Capacidad portante	180
DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	Columnas	0.25 x 40
	Vigas	0.25 x 0.60
	Espesor de muros	0.15
TIPO DE LOSA	Losa maciza	
	Losa aligerada	X
	flexible	
TIPO DE ZAPATAS	Centradas	✓
	Esquinadas	✓
	excéntricas	✓

3. COMBINACION DE CARGAS (SEGÚN NORMA E.020)

TABIQUERÍAS Y ACABADOS	CARGA MUERTA		CARGA VIVA	
	PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA	ACABADO Y PARAPETOS DE LA AZOTEA	SOBRECARGA DE LA ESTRUCTURA	SOBRECARGA DE LA AZOTEA
0.15 T/m ² 0.10 T/m ²	—	0.10 T/m ² 0.24 T/m ²	300 Kg/m ²	—

4. PARAMETROS SÍSMICOS (E-030)

	ZONIFICACIÓN SÍSMICA	Z1	
		Z2	
		Z3	
		Z4	X
FACTOR DE SUELO		S0	
		S1	
		S3	X
		S4	
SISTEMA ESTRUCTURAL	ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO	X	
	ESTRUCTURAS DE ACERO		
	ESTRUCTURA DE ALBAÑILERÍA		
	ESTRUCTURA DE MADERA		
	ESTRUCTURA DE TIERRA		
REGULARIDAD ESTRUCTURAL	IRREGULARIDAD EN ALTURA	1	
	IRREGULARIDAD EN PLANTA	1	

5. PARÁMETROS DE MODELACIÓN ESTRUCTURAL

TIPO DE DISIPADOR	VISCOZO	
ECUACIÓN GENERAL	CONSTANTE DE AMORTIGUAMIENTO (C)	-
	VELOCIDAD DEL AMORTIGUADOR (V)	-
EXONENTE DE AMORTIGUAMIENTO	VALOR ENTRE 0.4 Y 0.6	-
RIGIDEZ DEL BRAZO METÁLICO	-	

6. ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA

ACELEROGRAMAS	REGISTROS	NOMBRE	AÑO	CLAVE	LUGAR
	Registro 01	3 de Octubre	1974	-	Lima
	Registro 02	17 de Octubre	1966	-	Lima
	Registro 03	15 de Agosto	2007	-	Ica
	Registro 04				

ANEXO 02:
VALIDACIÓN POR
JUICIO DE EXPERTOS

OFICINA ACADEMICA DE INVESTIGACION

Estimado Validador:

Me es grato dirigirme a Usted, a fin de solicitarle su inapreciable colaboración como experto para validar la ficha técnica, el cual será aplicado a la presente TESIS seleccionada, por cuanto considero que sus observaciones y subsecuentes aportes serán de utilidad.

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

"DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO APORTICADO TIPO A2 CON DISIPADORES DE ENERGÍA EN EL AA.HH. BELÉN, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE - 2018"

Esto como objeto de presentarla como requisito para obtener

EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

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

Gracias por su aporte.

JUICIO DE EXPERTO SOBRE LA PERTINENCIA DEL INSTRUMENTO

INSTRUCCIONES

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

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

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

PREGUNTAS		RESPUESTAS	OBSERVACIONES
N°	ITEM		
1	Datos Generales	B	
2	Parámetros Estructurales	E	
3	Parámetros Sísmicos	B	
4	Parámetros De Modelación Estructural	E	

Evaluado por:

Nombre y Apellido:

Doc. Ing. Manuel Antonio Hermosa Conde

DNI:

32 860054

Firma:

UNIVERSIDAD SAN PEDRO
Facultad de Ingeniería

Dr. Manuel A. Hermosa Conde
DECANO

CONSTANCIA DE VALIDACION


Yo, Manuel Antonio Hormaza Conde, titular
 del DNI N° 32860054, de profesión Doct. Ingeniero Civil
 ejerciendo actualmente como DECANO FACULTAD INGENIERIA en la
 Institución Universidad San Pedro - Chimbote.

Por medio de la presente hago constar que he revisado con fines de Validación del Instrumento (Formato de Ingreso de datos), para el efecto de recopilar información necesaria para realizar el trabajo de investigación titulado "Diseño Estructural De Un Edificio Aporticado Tipo A2 Con Disipadores De Energía En El AA.HH. Belén, Distrito De Nuevo Chimbote - 2018", de autoría íntegra de la Srta. Mantilla Alfaro Massiel Guadalupe.

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

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

En Nuevo Chimbote, a los 29 días del mes de Noviembre del 2017

UNIVERSIDAD SAN PEDRO
 Facultad de Ingeniería

 Dr. Manuel A. Hormaza Conde
 DECANO
 Firma

OFICINA ACADEMICA DE INVESTIGACION

Estimado Validador:

Me es grato dirigirme a Usted, a fin de solicitarle su inapreciable colaboración como experto para validar la ficha técnica, el cual será aplicado a la presente TESIS seleccionada, por cuanto considero que sus observaciones y subsecuentes aportes serán de utilidad.

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

"DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO APORTICADO TIPO A2 CON DISIPADORES DE ENERGÍA EN EL AA.HH. BELÉN, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE - 2018"

Esto como objeto de presentarla como requisito para obtener

EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

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

Gracias por su aporte.

JUICIO DE EXPERTO SOBRE LA PERTINENCIA DEL INSTRUMENTO

INSTRUCCIONES

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

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

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

PREGUNTAS		RESPUESTAS	OBSERVACIONES
N°	ITEM		
1	Datos Generales	B	
2	Parámetros Estructurales	B	
3	Parámetros Sísmicos	E	
4	Parámetros De Modelación Estructural	E	

Evaluated por:

Nombre y Apellido: ATIHO RUBEN LOPEZ CARRANZA

DNI: 32965940

Firma: 

CONSTANCIA DE VALIDACION

Yo, LOPEZ CARRANZA ATILIO RUBEN, titular del DNI N° 32965940, de profesión INGENIERO CIVIL ejerciendo actualmente como DOCENTE en la Institución U.C.V.

Por medio de la presente hago constar que he revisado con fines de Validación del instrumento (Formato de ingreso de datos), para el efecto de recopilar información necesaria para realizar el trabajo de investigación titulado "Diseño Estructural De Un Edificio Aporticado Tipo A2 Con Disipadores De Energía En El AA.HH. Belén, Distrito De Nuevo Chimbote - 2018", de autoría íntegra de la Srta. Mantilla Alfaro Massiel Guadalupe.

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

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

En Nuevo Chimbote, a los 30 días del mes de 11 del 2017


Firma

OFICINA ACADEMICA DE INVESTIGACION

Estimado Validador:

Me es grato dirigirme a Usted, a fin de solicitarle su inapreciable colaboración como experto para validar la ficha técnica, el cual será aplicado a la presente TESIS seleccionada, por cuanto considero que sus observaciones y subsecuentes aportes serán de utilidad.

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

"DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO APORTICADO TIPO A2 CON DISIPADORES DE ENERGÍA EN EL AA.HH. BELÉN, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE - 2018"

Esto como objeto de presentarla como requisito para obtener

EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

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

Gracias por su aporte.

JUICIO DE EXPERTO SOBRE LA PERTINENCIA DEL INSTRUMENTO

INSTRUCCIONES

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

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

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

PREGUNTAS		RESPUESTAS	OBSERVACIONES
N°	ITEM		
1	Datos Generales	B	
2	Parámetros Estructurales	E	
3	Parámetros Sísmicos	E	
4	Parámetros De Modelación Estructural	B	

Evaluated por:

Nombre y Apellido: Gonzalo Hugo Díaz García

DNI: 40539624

Firma: 

CONSTANCIA DE VALIDACION

Yo, Gonzalo Hugo Diaz Garcia, titular
 del DNI N° 40539624, de profesión Ingeniero Civil
 ejerciendo actualmente como DOCENTE en la
 Institución Universidad César Vallejo

Por medio de la presente hago constar que he revisado con fines de Validación del Instrumento (Formato de ingreso de datos), para el efecto de recopilar información necesaria para realizar el trabajo de investigación titulado "Diseño Estructural De Un Edificio Aporticado Tipo A2 Con Disipadores De Energia En El AA.HH. Belén, Distrito De Nuevo Chimbote - 2018", de autoría íntegra de la Srta. Mantilla Alfaro Massiel Guadalupe.

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

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

En Nuevo Chimbote, a los 24 días del mes de Noviembre del 2017



 Firma

ANEXO 03:
MATRIZ DE
CONSISTENCIA

MATRIZ DE CONSISTENCIA

TÍTULO:

“Diseño Estructural De Un Edificio Aporticado Tipo A2 Con Disipadores De Energía En El AA.HH. Belén, Distrito De Nuevo Chimbote - 2018”

DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA:

“Diseño Sísmico Y Estructural”

Nuevo Chimbote no presenta con Edificaciones Esenciales que tengan el uso de Disipadores Sísmicos, a pesar que entendemos que estas estructuras pueden y deben servir de refugio ante cualquier movimiento telúrico severo.

El Asentamiento Humano Belén ubicado en el Distrito de Nuevo Chimbote, no cuenta de una Edificación Esencial para toda la población cercana, hablando directamente del área de salubridad lo cual implica de gran ayuda para garantizar la vida durante cualquier tipo de emergencia sísmica. Por la alta vulnerabilidad que presenta el país ante eventos sísmicos y sobre todo en las costas peruanas se plantea Diseñar una Estructura Aportificada Tipo A2 de 4 niveles con el uso de Disipadores de Energía, específicamente un establecimiento de salud con el fin de ofrecer no solo una edificación esencial dentro de la localidad sino también evitar su colapso en la edificación antes mencionada; debido a que es de vital importancia que su función no sea interrumpida durante cualquier tipo de evento sísmico.

VARIABLES	FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	DIMENSIONES	INDICADORES	SUB-INDICADORES	JUSTIFICACION
DISEÑO ESTRUCTURAL CON DISIPADORES DE ENERGÍA	¿Cuál será el resultado del Diseño de una Estructura Aporticada Tipo A2 de 4 niveles con disipadores de energía en el AA.HH. Belén, distrito de nuevo Chimbote – 2018?	General: “Diseñar la estructura de un edificio Aporticado tipo A2 de 4 niveles con disipadores de energía en el AA.HH. Belén, distrito de Nuevo Chimbote - 2018”	IMPLÍCITA	Diseño	Parámetros estructurales	Categoría de la edificación Sistema Estructural Clasificación del suelo Cargas (E-0.20) Elementos estructurales Zonificación sísmica	La zona de Chimbote está considerada como una zona altamente sísmica, al igual que Nuevo Chimbote y hace mucho tiempo el distrito no presenta un sismo de gran magnitud. La importancia del diseño estructural de la edificación Tipo A2 - uso Clínica en el A.H. Belén estaría beneficiando a los pobladores de la zona, de una u otra manera contarían con un servicio básico para la población, a la vez también se estaría terminando con el miedo de no tener en el A.H. un lugar donde pueda ser habilitada durante un evento sísmico de gran magnitud con el fin de cuidar y proteger la vida, la salud y bienestar de las personas a su alrededor. Esta investigación se justifica teniendo conocimiento de que este tipo de estructuras a diseñar posee un fuerte impacto positivo en la sociedad debido a su forma de ocupación y al papel que desempeñan durante situaciones de catástrofes en general y sobre todo de eventos sísmicos específicos, lo cual se pretende diseñar una estructura Aporticada Tipo A2 de 4 niveles con disipadores de energía con la finalidad que mediante un sismo, los servicios se mantengan con óptimas condiciones.
		Específicos: . Determinar los parámetros estructurales, los parámetros sísmicos y los parámetros de modelación estructural. . Diseñar los elementos			Sistemas con disipadores de energía (VISCOSO)	Parámetros sísmicos (E-0.30) Análisis sísmicos Parámetros para el modelado. Disposiciones típicas.	

		<p>estructurales</p> <p>. Realizar el análisis sísmico estático y dinámico software Etabs.</p> <p>. Diseñar los dispositivos de disipación de energía viscosos.</p>				<p>Chevron</p> <p>Diagonal</p>	<p>vive en las estructuras aporticadas. Sobre todo que este tipo de diseño de estructuras con disipadores de energía, no existen en Nuevo Chimbote.</p>
--	--	---	--	--	--	--------------------------------	---

ANEXO 04:

CALCULOS

METRADO INICIAL DE CARGAS TRIBUTARIAS EN COLUMNAS										
CARGA MUERTA					CARGA VIVA					
Losa aligerada	0.30 t/m2				Establecimiento de salud	0.30 t/m3				
Tabiquería	0.15 t/m2				Azotea	0.15 t/m3				
Acabados	0.10 t/m2									
y concreto	2.4 t/m3									
DEL PREDIMENSIONAMIENTO INICIAL					b	40 cm				
COLUMNA CÉNTRICA										
CARGA MUERTA	DIMENSIONES				CARGA		PISOS	PESO		
	b (m)	h (m)	l (m)	área (m2)	Tn/m2	Tn/m3	Unidad	(Tn)		
LOSA	-	-	-	20.75	0.30	-	4	24.90		
VIGA X	0.25	0.60	4.35	-	-	2.40	4	6.26		
VIGA Y	0.25	0.60	2.03	-	-	2.40	4	2.92		
ACABADOS	-	-	-	23.06	0.10	-	4	9.22		
TABQUERIA	-	-	-	23.06	0.15	-	4	13.83		
COLUMNAS 2 AL 4 NIVEL	0.40	0.40	3.15	-	-	2.40	3	3.63		
COLUMNAS 1 NIVEL	0.40	0.40	3.15	-	-	2.40	1	1.21		
PARAPETO X	-	-	-	-	-	-	-	-		
PARAPETO Y	-	-	-	-	-	-	-	-		
							TOTAL CM	61.98		
CARGA VIVA	DIMENSIONES				CARGA		PISOS	PESO		
	b (m)	h (m)	l (m)	área (m2)	Tn/m2	Tn/m3	Unidad	(Tn)		
ESTABLECIMIENTO	-	-	-	23.06	0.30	-	3	20.75		
AZOTEA	-	-	-	23.06	0.15	-	1	3.46		
							TOTAL CM	24.21		
								PESO TRIBUTARIO	86.19	TN
COLUMNA EXCÉNTRICA										
CARGA MUERTA	DIMENSIONES				CARGA		PISOS	PESO		
	b (m)	h (m)	l (m)	área (m2)	Tn/m2	Tn/m3	Unidad	(Tn)		
LOSA	-	-	-	8.45	0.30	-	4	10.14		
VIGA X	0.25	0.60	4.35	-	-	2.40	4	6.26		
VIGA Y	0.25	0.60	2.06	-	-	2.40	4	2.97		
ACABADOS	-	-	-	10.06	0.10	-	4	4.02		
TABQUERIA	-	-	-	10.06	0.15	-	4	6.04		
COLUMNAS 2 AL 4 NIVEL	0.40	0.40	3.15	-	-	2.40	3	3.63		
COLUMNAS 1 NIVEL	0.40	0.40	3.15	-	-	2.40	1	1.21		
PARAPETO X	-	-	-	-	-	-	-	-		
PARAPETO Y	-	-	-	-	-	-	-	-		
							TOTAL CM	34.26		
CARGA VIVA	DIMENSIONES				CARGA		PISOS	PESO		
	b (m)	h (m)	l (m)	área (m2)	Tn/m2	Tn/m3	Unidad	(Tn)		
ESTABLECIMIENTO	-	-	-	10.06	0.30	-	3	9.05		
AZOTEA	-	-	-	10.06	0.15	-	1	1.51		
							TOTAL CM	10.56		
								PESO TRIBUTARIO	44.83	TN

COLUMNA ESQUINADA									
CARGA MUERTA	DIMENSIONES				CARGA		PISOS	PESO	
	b (m)	h (m)	l (m)	área (m2)	Tn/m2	Tn/m3	Unidad	(Tn)	
LOSA	-	-	-	3.52	0.28	-	4	3.95	
VIGA X	0.25	0.60	3.31	-	-	2.40	4	4.77	
VIGA Y	0.25	0.60	1.80	-	-	2.40	4	2.59	
ACABADOS	-	-	-	4.27	0.10	-	4	1.71	
TABIQUERIA	-	-	-	4.27	0.15	-	4	2.56	
COLUMNAS 2 AL 4 NIVEL	0.40	0.40	3.15	-	-	2.40	3	3.63	
COLUMNAS 1 NIVEL	0.40	0.40	3.15	-	-	2.40	1	1.21	
PARAPETO X	-	-	-	-	-	-	-	-	
PARAPETO Y	-	-	-	-	-	-	-	-	
							TOTAL CM	20.41	
CARGA VIVA	DIMENSIONES				CARGA		PISOS	PESO	
	b (m)	h (m)	l (m)	área (m2)	Tn/m2	Tn/m3	Unidad	(Tn)	
ESTABLECIMIENTO	-	-	-	4.27	0.30	-	3	3.84	
AZOTEA	-	-	-	4.27	0.15	-	1	0.64	
							TOTAL CM	4.48	
							PESO TRIBUTARIO	24.90	TN

METRADO FINAL DE CARGAS TRIBUTARIAS EN COLUMNAS									
CARGA MUERTA				CARGA VIVA					
Losa aligerada	0.48 t/m2			Establecimiento de salud	0.30 t/m3				
Tabiquería	0.15 t/m2			Azotea	0.15 t/m3				
Acabados	0.10 t/m2								
y concreto	2.4 t/m3								
DEL PREDIMENCIONAMIENTO FINAL				b	25 cm				
				h	40 cm				
COLUMNA CÉNTRICA									
CARGA MUERTA	DIMENSIONES				CARGA		PISOS	PESO	
	b (m)	h (m)	l (m)	área (m2)	Tn/m2	Tn/m3	Unidad	(Tn)	
LOSA	-	-	-	20.75	0.30	-	4	24.90	
VIGA X	0.25	0.60	4.35	-	-	2.40	4	6.26	
VIGA Y	0.25	0.60	2.03	-	-	2.40	4	2.92	
ACABADOS	-	-	-	23.06	0.10	-	4	9.22	
TABIQUERIA	-	-	-	23.06	0.15	-	4	13.83	
COLUMNAS 2 AL 4 NIVEL	0.24	0.40	3.15	-	-	2.40	3	2.18	
COLUMNAS 1 NIVEL	0.25	0.40	3.15	-	-	2.40	1	0.76	
PARAPETO X	-	-	-	-	-	-	-	-	
PARAPETO Y	-	-	-	-	-	-	-	-	
							TOTAL CM	60.07	
CARGA VIVA	DIMENSIONES				CARGA		PISOS	PESO	
	b (m)	h (m)	l (m)	área (m2)	Tn/m2	Tn/m3	Unidad	(Tn)	
ESTABLECIMIENTO	-	-	-	23.06	0.30	-	3	20.75	
AZOTEA	-	-	-	23.06	0.15	-	1	3.46	
							TOTAL CM	24.21	
							PESO TRIBUTARIO	84.29	TN
COLUMNA EXCÉNTRICA									
CARGA MUERTA	DIMENSIONES				CARGA		PISOS	PESO	
	b (m)	h (m)	l (m)	área (m2)	Tn/m2	Tn/m3	Unidad	(Tn)	
LOSA	-	-	-	8.45	0.30	-	4	10.14	
VIGA X	0.25	0.60	4.35	-	-	2.40	4	6.26	
VIGA Y	0.25	0.60	2.06	-	-	2.40	4	2.97	
ACABADOS	-	-	-	10.06	0.10	-	4	4.02	
TABIQUERIA	-	-	-	10.06	0.15	-	4	6.04	
COLUMNAS 2 AL 4 NIVEL	0.25	0.40	3.15	-	-	2.40	3	2.27	
COLUMNAS 1 NIVEL	0.25	0.40	3.15	-	-	2.40	1	0.76	
PARAPETO X	-	-	-	-	-	-	-	-	
PARAPETO Y	-	-	-	-	-	-	-	-	
							TOTAL CM	32.45	
CARGA VIVA	DIMENSIONES				CARGA		PISOS	PESO	
	b (m)	h (m)	l (m)	área (m2)	Tn/m2	Tn/m3	Unidad	(Tn)	
ESTABLECIMIENTO	-	-	-	10.06	0.30	-	3	9.05	
AZOTEA	-	-	-	10.06	0.15	-	1	1.51	
							TOTAL CM	10.56	
							PESO TRIBUTARIO	43.01	TN

COLUMNA ESQUINADA

CARGA MUERTA	DIMENSIONES				CARGA		PISOS	PESO
	b (m)	h (m)	l (m)	área (m2)	Tn/m2	Tn/m3	Unidad	(Tn)
LOSA	-	-	-	3.52	0.28	-	4	3.95
VIGA X	0.25	0.60	3.31	-	-	2.40	4	4.77
VIGA Y	0.25	0.60	1.80	-	-	2.40	4	2.59
ACABADOS	-	-	-	4.27	0.10	-	4	1.71
TABIQUERIA	-	-	-	4.27	0.15	-	4	2.56
COLUMNAS 2 AL 4 NIVEL	0.40	0.40	3.15	-	-	2.40	3	3.63
COLUMNAS 1 NIVEL	0.40	0.40	3.15	-	-	2.40	1	1.21
PARAPETO X	-	-	-	-	-	-	-	-
PARAPETO Y	-	-	-	-	-	-	-	-
TOTAL CM								20.41

CARGA VIVA	DIMENSIONES				CARGA		PISOS	PESO
	b (m)	h (m)	l (m)	área (m2)	Tn/m2	Tn/m3	Unidad	(Tn)
ESTABLECIMIENTO	-	-	-	4.27	0.30	-	3	3.84
AZOTEA	-	-	-	4.27	0.15	-	1	0.64
TOTAL CM								4.48

PESO TRIBUTARIO	24.90	TN
------------------------	--------------	-----------

METRADO MANUAL DEL 1 AL 3 NIVEL

ELEMENTO	Nº de veces	b (m)	t (m)	altura (m)	área (m ²)	Peso unitario (Tn/m ³)	Carga repartida (Tn/m ²)	Parcial (Tn)
CARGA MUERTA								
COLUMNAS								
eje 1 con A, B, C, D, E, F, G, H, I, J	10	0.25	0.40	3.15	-	2.4	-	7.56
eje 2 con A, B, C, D, E, F, G, H, I, J	10	0.25	0.40	3.15	-	2.4	-	7.56
eje 2' con A', B, C, D, E	5	0.25	0.40	3.15	-	2.4	-	3.78
eje 3 con F, G, I, J	4	0.25	0.40	3.15	-	2.4	-	3.02
VIGAS								
Eje 1 y 2	2	0.25	0.60	36	-	2.4	-	25.92
eje 2'	1	0.25	0.60	14.50	-	2.4	-	5.22
eje 3	1	0.25	0.60	15.60	-	2.4	-	5.62
eje A	1	0.25	0.60	4.13	-	2.4	-	1.49
eje A'	1	0.25	0.60	4.63	-	2.4	-	1.67
eje B, C, D, E	4	0.25	0.60	8.75	-	2.4	-	12.60
eje F, G, H, I	4	0.25	0.60	10.25	-	2.4	-	14.76
eje J	1	0.25	0.60	4.13	-	2.4	-	1.49
LOSA								
paño A	1				14.75		0.30	4.43
paño B	1				7.47		0.30	2.24
paño C	1				15.16		0.30	4.55
paño D	1				12.58		0.30	3.77
paño E	1				18.87		0.30	5.66
paño F	1				26.27		0.30	7.88
paño G	1				12.38		0.30	3.71
paño H	1				18.38		0.30	5.51
paño I	1				15.47		0.30	4.64
paño J	1				7.50		0.30	2.25
paño K	1				15.47		0.30	4.64
paño L	1				17.34		0.30	5.20
paño M	1				15.78		0.30	4.73
paño N	1				17.69		0.30	5.31
paño O	1				15.16		0.30	4.55
paño P	1				8.70		0.30	2.61
paño Q	1				14.13		0.30	4.24
paño R	1				8.90		0.30	2.67
ACABADOS								
todo tipo de acabados de arquitectura	1	-	-	-	396	-	0.10	39.60
CARGA VIVA								
SOBRECARGA								
clínica	1	-	-	-	396	-	0.30	118.80
TOTAL								
CARGA MUERTA								327.68
CARGA VIVA								118.80
PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA								446.48
PESO SÍSMICO 100% CM + 50% CV + 25% CV								416.78

METRADO MANUAL DEL 4 NIVEL

ELEMENTO	Nº de veces	b (m)	t (m)	altura (m)	área (m2)	Peso unitario (Tn/m3)	Carga repartida (Tn/m2)	Parcial (Tn)
CARGA MUERTA								
COLUMNAS								
eje 1 con A, B, C, D, E, F, G, H, I, J	10	0.25	0.40	3.15	-	2.4	-	7.56
eje 2 con A, B, C, D, E, F, G, H, I, J	10	0.25	0.40	3.15	-	2.4	-	7.56
eje 2' con A', B, C, D, E	5	0.25	0.40	3.15	-	2.4	-	3.78
eje 3 con F, G, I, J	4	0.25	0.40	3.15	-	2.4	-	3.02
VIGAS								
Eje 1 y 2	2	0.25	0.60	36	-	2.4	-	25.92
eje 2'	1	0.25	0.60	14.50	-	2.4	-	5.22
eje 3	1	0.25	0.60	15.60	-	2.4	-	5.62
eje A	1	0.25	0.60	4.13	-	2.4	-	1.49
eje A'	1	0.25	0.60	4.63	-	2.4	-	1.67
eje B, C, D, E	4	0.25	0.60	8.75	-	2.4	-	12.60
eje F, G, H, I	4	0.25	0.60	10.25	-	2.4	-	14.76
eje J	1	0.25	0.60	4.13	-	2.4	-	1.49
LOSA								
paño A	1				14.75		0.30	4.43
paño B	1				7.47		0.30	2.24
paño C	1				15.16		0.30	4.55
paño D	1				12.58		0.30	3.77
paño E	1				18.87		0.30	5.66
paño F	1				26.27		0.30	7.88
paño G	1				12.38		0.30	3.71
paño H	1				18.38		0.30	5.51
paño I	1				15.47		0.30	4.64
paño J	1				7.50		0.30	2.25
paño K	1				15.47		0.30	4.64
paño L	1				17.34		0.30	5.20
paño M	1				15.78		0.30	4.73
paño N	1				17.69		0.30	5.31
paño O	1				15.16		0.30	4.55
paño P	1				8.70		0.30	2.61
paño Q	1				14.13		0.30	4.24
paño R	1				8.90		0.30	2.67
ACABADOS								
todo tipo de acabados de arquitectura	1	-	-	-	396	-	0.10	39.60
parapeto en eje X y Y	1	0.15	1	96.98	-	1.60	-	23.28
CARGA VIVA								
SOBRECARGA								
clínica	1	-	-	-	396	-	0.30	118.80
TOTAL								
CARGA MUERTA								182.85
CARGA VIVA								76.54
PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA								259.39
PESO SÍSMICO 100% CM + 50% CV + 25% CV								232.66

ELEMENTO	Nª de veces	b (m)	t (m)	altura (m)	área (m2)	Peso unitario	Carga repartida	Parcial (Tn)
CARGA MUERTA								
COLUMNAS								
eje 1 con A, B, C, D, E, F, G, H, I, J	10	0.25	0.40	3.15	-	2.4	-	7.56
eje 2 con A, B, C, D, E, F, G, H, I, J	10	0.25	0.40	3.15	-	2.4	-	7.56
eje 2' con A', B, C, D, E	5	0.25	0.40	3.15	-	2.4	-	3.78
eje 3 con F, G, I, J	4	0.25	0.40	3.15	-	2.4	-	3.02
VIGAS								
Eje 1 y 2	2	0.25	0.60	36	-	2.4	-	25.92
eje 2'	1	0.25	0.60	14.50	-	2.4	-	5.22
eje 3	1	0.25	0.60	15.60	-	2.4	-	5.62
eje A	1	0.25	0.60	4.13	-	2.4	-	1.49
eje A'	1	0.25	0.60	4.63	-	2.4	-	1.67
eje B, C, D, E	4	0.25	0.60	8.75	-	2.4	-	12.60
eje F, G, H, I	4	0.25	0.60	10.25	-	2.4	-	14.76
eje J	1	0.25	0.60	4.13	-	2.4	-	1.49
LOSA								
paño A	1				14.75		0.30	4.43
paño B	1				7.47		0.30	2.24
paño C	1				15.16		0.30	4.55
paño D	1				12.58		0.30	3.77
paño E	1				18.87		0.30	5.66
paño F	1				26.27		0.30	7.88
paño G	1				12.38		0.30	3.71
paño H	1				18.38		0.30	5.51
paño I	1				15.47		0.30	4.64
paño J	1				7.50		0.30	2.25
paño K	1				15.47		0.30	4.64
paño L	1				17.34		0.30	5.20
paño M	1				15.78		0.30	4.73
paño N	1				17.69		0.30	5.31
paño O	1				15.16		0.30	4.55
paño P	1				8.70		0.30	2.61
paño Q	1				14.13		0.30	4.24
paño R	1				8.90		0.30	2.67
ACABADOS								
todo tipo de acabados de arquitectura	1	-	-	-	396	-	0.10	39.60
CARGA VIVA								
SOBRECARGA								
clínica	1	-	-	-	396	-	0.30	118.80
TOTAL								
CARGA MUERTA								221.61
CARGA VIVA								95.82
PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA								322.43
PESO SÍSMICO 100% CM + 50% CV + 25% CV								293.45378

CÁLCULO DE MASAS DEL 1 AL 4 NIVEL

COLUMNA	Pi	Xi	Yi	Pi.Xi	Pi.Yi
A1	0.756	0	10.60	0.00	8.01
A2	0.756	0	6.30	0.00	4.76
A2'	0.756	1.50	1.50	1.13	1.13
B1	0.756	3.675	10.60	2.78	8.01
B2	0.756	3.675	6.30	2.78	4.76
B2'	0.756	3.675	1.50	2.78	1.13
C1	0.756	7.605	10.60	5.75	8.01
C2	0.756	7.605	6.30	5.75	4.76
C2'	0.756	7.605	1.50	5.75	1.13
D1	0.756	11.68	10.60	8.83	8.01
D2	0.756	11.68	6.30	8.83	4.76
D2'	0.756	11.68	1.50	8.83	1.13
E1	0.756	15.68	10.60	11.85	8.01
E2	0.756	15.68	6.30	11.85	4.76
E2'	0.756	15.68	1.50	11.85	1.13
F1	0.756	19.70	10.60	14.89	8.01
F2	0.756	19.70	6.30	14.89	4.76
F3	0.756	19.70	0.00	14.89	0.00
G1	0.756	22.93	10.60	17.33	8.01
G2	0.756	22.93	6.30	17.33	4.76
G3	0.756	22.93	0	17.33	0.00
H1	0.756	27.75	10.60	20.98	8.01
H2	0.756	27.75	6.30	20.98	4.76
I1	0.756	31.68	11	23.95	8.01
I2	0.756	31.68	6.30	23.95	4.76
I3	0.756	31.68	0	23.95	0.00
J1	0.756	34.95	10.60	26.42	8.01
J2	0.756	34.95	6.30	26.42	4.76
J3	0.756	34.95	0	26.42	0.00
	21.92			378.47	133.43

CÁLCULO DE RIGIDEZ EN X				CÁLCULO DE RIGIDEZ EN Y			
COLUMNA	INERCIA	H	K	COLUMNA	INERCIA	H	K
A1	0.00133333	3.15	1112.72826	A1	0.00052083	3.15	434.656805
A2	0.00133333	3.15	1112.72826	A2	0.00052083	3.15	434.656805
A2'	0.00133333	3.15	1112.72826	A2'	0.00052083	3.15	434.656805
B1	0.00133333	3.15	1112.72826	B1	0.00052083	3.15	434.656805
B2	0.00133333	3.15	1112.72826	B2	0.00052083	3.15	434.656805
B2'	0.00133333	3.15	1112.72826	B2'	0.00052083	3.15	434.656805
C1	0.00133333	3.15	1112.72826	C1	0.00052083	3.15	434.656805
C2	0.00133333	3.15	1112.72826	C2	0.00052083	3.15	434.656805
C2'	0.00133333	3.15	1112.72826	C2'	0.00052083	3.15	434.656805
D1	0.00133333	3.15	1112.72826	D1	0.00052083	3.15	434.656805
D2	0.00133333	3.15	1112.72826	D2	0.00052083	3.15	434.656805
D2'	0.00133333	3.15	1112.72826	D2'	0.00052083	3.15	434.656805
E1	0.00133333	3.15	1112.72826	E1	0.00052083	3.15	434.656805
E2	0.00133333	3.15	1112.72826	E2	0.00052083	3.15	434.656805
E2'	0.00133333	3.15	1112.72826	E2'	0.00052083	3.15	434.656805
F1	0.00133333	3.15	1112.72826	F1	0.00052083	3.15	434.656805
F2	0.00133333	3.15	1112.72826	F2	0.00052083	3.15	434.656805
F3	0.00133333	3.15	1112.72826	F3	0.00052083	3.15	434.656805
G1	0.00133333	3.15	1112.72826	G1	0.00052083	3.15	434.656805
G2	0.00133333	3.15	1112.72826	G2	0.00052083	3.15	434.656805
G3	0.00133333	3.15	1112.72826	G3	0.00052083	3.15	434.656805
H1	0.00133333	3.15	1112.72826	H1	0.00052083	3.15	434.656805
H2	0.00133333	3.15	1112.72826	H2	0.00052083	3.15	434.656805
I1	0.00133333	3.15	1112.72826	I1	0.00052083	3.15	434.656805
I2	0.00133333	3.15	1112.72826	I2	0.00052083	3.15	434.656805
I3	0.00133333	3.15	1112.72826	I3	0.00052083	3.15	434.656805
J1	0.00133333	3.15	1112.72826	J1	0.00052083	3.15	434.656805
J2	0.00133333	3.15	1112.72826	J2	0.00052083	3.15	434.656805
J3	0.00133333	3.15	1112.72826	J3	0.00052083	3.15	434.656805
			32269.1196				12605.0473

ANEXO 05:

MECANICA DE SUELOS

FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

INFORME TÉCNICO DE ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

“Diseño estructural de un edificio aporricado tipo A2 con disipadores de energía en el AA.HH. Belén, Distrito de Nuevo Chimbote – 2018”



Solicitante: Massiel Guadalupe Mantilla Alfaro
Apoyo técnico: Lener H. Villanueva Vásquez

NUEVO CHIMBOTE, ABRIL DE 2018

INDICE

1.	ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.....	313
1.1.	Generalidades.....	313
1.2.	Metodología y plan de trabajo	314
1.3.	Plan de trabajo.....	315
2.	UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO	316
2.1.	Clima y Temperatura:.....	319
3.	GEOLOGÍA DEL AREA EN ESTUDIO	320
4.	GEOLOGÍA REGIONAL	323
5.	TRABAJO DE CAMPO	324
6.	ENSAYOS DE LABORATORIO.....	325
7.	ENSAYOS ESTARDAR.....	326
8.	CLASIFICACION DE SUELO	326
9.	CARACTERISTICAS DEL TERRENO DE FUNDACION	326
10.	DETERMINACION DEL POTENCIAL DE EXPANSIÓN.....	327
11.	TERRENOS COLINDANTES	327
14.	DESCRIPCION DEL PERFIL ESTRATIGRAFICO.....	331
15.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	332

INFORME TÉCNICO

1. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.

1.1. Generalidades

Objetivos

El objetivo principal del presente estudio de investigación consiste en realizar el estudio de geotecnia y mecánica de suelos, en el marco de la mejora del estudio definitivo del Proyecto de Investigación: “Diseño estructural de un edificio aporticado tipo A2 con disipadores de energía en el AA.HH. Belén, Distrito de Nuevo Chimbote – 2018”

El estudio de suelos está orientado a determinar las características físico-mecánicas del área donde se emplazará el proyecto de investigación, con el propósito de estimar su comportamiento, así como sus propiedades de esfuerzo y deformación, proporcionándose las condiciones mínimas, capacidad portante admisible y las recomendaciones necesarias.

Para alcanzar el objetivo principal, se requiere alcanzar los siguientes objetivos específicos:

- ✓ Elaboración de un estudio geológico que sirva de marco para las investigaciones geotécnicas.
- ✓ Realización de los ensayos de laboratorio de mecánica de suelos.
- ✓ Interpretación de los resultados de las investigaciones geotécnicas de campo y los ensayos de laboratorio.
- ✓ Elaboración de los perfiles estratigráficos y establecimiento de las consideraciones geotécnicas.
- ✓ Elaboración de las recomendaciones técnicas y tipo de edificación.

Los objetivos secundarios fueron alcanzados mediante la implementación de una metodología de estudio adecuada y la ejecución de un plan de trabajo, que guardaron correspondencia con los términos de referencia establecidos para el presente estudio.

1.2. Metodología y plan de trabajo

Metodología

El conjunto de actividades de campo, laboratorio y gabinete contemplados en la ejecución de las investigaciones geotécnicas, ha sido implementado en tres fases:

a) Fase preliminar

Esta fase de trabajo estuvo programada para desarrollarse en un lapso de quince días, durante el cual se realizaron las siguientes actividades:

- Recopilación de información básica existente.
- Planeamiento de las distintas actividades de campo y laboratorio de mecánica de suelos, incluyendo el desplazamiento e instalación del personal técnico, equipos de laboratorio y el apoyo logístico correspondiente.

b) Fase de campo y ensayos de laboratorio

- Exploración de campo para el estudio geológico del área de estudio con fines geotécnicos.

Clasificación visual manual de las muestras. - Se tomaron muestras alteradas y disturbadas para su análisis en el laboratorio anotando en una libreta sus propiedades físicas observables para complementar los resultados que se obtengan en el laboratorio.

Los resultados tanto de laboratorio como de campo son plasmados en un perfil estratigráfico que representa la variabilidad de los suelos que conforman el terreno de fundación.

De los materiales encontrados en los diversos estratos (capas), se tomaron muestras selectivas en forma representativa, los cuales se colocaron en bolsas de polietileno (doble), las que fueron descritas e identificadas siguiendo la norma ASTM D-2488 “Practica Recomendable para la Descripción de Suelos”, para posteriormente ser trasladados al laboratorio.

c) Fase de gabinete

Interpretación de los resultados de las investigaciones geotécnicas de campo, ensayos de laboratorio de mecánica de suelos.

- Elaboración de los perfiles geotécnicos representativos del suelo donde se emplazará el proyecto en mención. Asimismo, la presentación de las profundidades de las napas freáticas encontradas (en caso de presentarse) y los parámetros físicos de suelo con fines de cimentación.
- Recomendaciones técnicas y diseño estructural de cimentación y consideraciones constructivas
- Conclusiones y recomendaciones del estudio geotécnico.

1.3. Plan de trabajo

a) Planteamiento del estudio

El planeamiento del estudio geotécnico, ha sido realizado como una parte del sistema interno de control de calidad. Esto incluyó:

- La definición del área del estudio.
- Identificación de las tareas de campo, laboratorio y gabinete a ser emprendidas, y los alcances de las mismas.
- Elaboración de metodologías para cada una de las actividades de campo, laboratorio y trabajos de gabinete.
- Establecimiento de la secuencia de actividades y la interdependencia de las mismas.

- Procedimientos de interpretación y discusión de los resultados de campo y laboratorio.
- Estimación de los recursos requeridos para el cumplimiento de cada una de las tareas, y determinación de las tareas críticas en cuanto al tiempo y recursos que demanden.

Para el estudio geotécnico, las actividades han sido agrupadas en dos frentes de trabajo:

- Frente de excavación de calicatas.
- Frente de ensayos de laboratorio de mecánica de suelos, granulometría y contenido de humedad.

El planteamiento del estudio ha sido basado en los mejores datos disponibles en la literatura técnica, normas y manuales técnicos, y la experiencia en campo del técnico.

2. UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

El presente proyecto de investigación se ejecutará en el Asentamiento Humano Belén, perteneciente al Distrito de Nuevo Chimbote, Provincia del Santa, Departamento de Ancash. Específicamente el proyecto de investigación es “Diseño estructural de un edificio aporticado tipo A2 con disipadores de energía en el AA.HH. Belén, Distrito de Nuevo Chimbote – 2018”



FIGURA Nº 01: Mapa provincial del departamento de Ancash. La zona en estudio se encuentra en la Provincia de Santa.



FIGURA Nº 02: La zona en estudio se encuentra Asentamiento Humano Belén



FIGURA Nº 03: Mapa del Perú. La zona en estudio se encuentra en la Ciudad de Nvo. Chimbote, Provincia de Santa, Departamento de Ancash.

2.1. Clima y Temperatura:

La Ciudad de Nuevo Chimbote presenta un clima moderado. Las temperaturas en el área varían entre 23°C a 26°C en promedio durante los meses de verano (Noviembre a Abril) y a una temperatura promedio mínima de 16 °C durante los meses de invierno (Mayo a Octubre). El promedio de temperatura en verano es de 25°C y el promedio en invierno es de 18°C.

Precipitación

Muy raras veces llueve en la región y se sabe de décadas que transcurren sin ella. El régimen de lluvias en la cuenca es relativamente homogéneo, conteniendo en el año dos épocas definidas, una humedad correspondiente a los meses de verano y otra seca ocurriendo básicamente en los meses restantes se pueden considerar como transición entre estas épocas. Se ha observado que el mes de máximas precipitaciones en todas las estaciones analizadas es el mes de marzo y el de mínimas precipitaciones es el mes de Julio.

Humedad atmosférica

Como es normal para las zonas costeras, se considera que la ciudad de Chimbote está en una zona húmeda. El vapor de agua desempeña un rol importante en la evolución de los fenómenos atmosféricos y en las características fundamentales del clima. Una de las formas de expresar el contenido de vapor de agua del aire es por medio de la humedad relativa en las cuatro estaciones meteorológicas ubicadas en Chimbote. La humedad relativa media mensual histórica es de 73% Se dispone de información de horas de sol en las estaciones del Puerto de Chimbote y Rinconada en las cuales se establece que el promedio de horas de brillo solar varía de 7 a 9 horas en los meses de verano y en los meses de invierno varía de 5 a 7 horas.

3. GEOLOGÍA DEL AREA EN ESTUDIO

3.1. Geomorfología

3.1.1. Principales Agentes Modeladores

Dentro de los principales agentes que han dado origen a las geoformas actuales se tiene el agua y el viento como los que han jugado un papel muy importante. Las intensas lluvias que se producen en la región costanera después de largos periodos de sequía, origina grandes torrentes que descienden por las diversas quebradas, los materiales acarreados por dichos torrentes se han acumulado en las planicies bajas en formas de grandes abanicos.

3.1.2. Unidades Geomorfológicas

Las unidades geomorfológicas mayores son la faja costanera, los valles de la vertiente pacífica y las estribaciones de la cordillera occidental, dentro de las cuales se pueden identificar en la zona las siguientes unidades menores.

Cuadrángulo de Chimbote, los afloramientos de gabros y rocas asociados se encuentran en la Isla Blanca, cerró señal Taricay y Cerro Tambo. Los afloramientos de gabros tienen coloraciones oscuras que se diferencian de las rocas adyacentes por su mayor resistencia a la erosión. En algunos casos tienen morfología resaltante, como el caso del Cerro Tortugas, Cerro Prieto, Cerro Samanco, etc.

Los componentes intrusivos iniciales del Batolito de la costa Varían en un rango desde gabro a diorita, según sus características jeroglíficas se han separado en los mapas geológicos respectivos cuerpos de gabro, diorita, microdiorita a diablia y un complejo de diques, cada uno de ellos tiene una forma y distribución espacial.

3.2. Súper Unidad Santa Rosa

El lado Oeste del Batolito está compuesto por un complejo muy variado de tonalita ácida. Las características petrográficas y de campo de este complejo son muy similares a las del complejo de la región Chancay – Huaura (Cobbing y Pitcher, 1972). Ya que el complejo de la tonalita acida de la región de Casma

representa claramente la continuación hacia el norte, del Complejo Tonalita Santa Rosa de Cobbing y Pitcher; Child R. (1976) prefiere mantener el nombre y sin embargo cambia la denominación de “Complejo” por la de “Super Unidad”

La súper unidad Santa Rosa es la más amplia de las unidades intrusivas que forman el Batolito cubriendo aproximadamente el 60 % del área total, correspondiente a las rocas intrusivas. Aflora en una extensa franja que va desde Chimbote en el Norte, hasta la quebrada Berna Puquio en el Sur (Culebras) y se prolonga más hacia el Sur a los Cuadrángulos adyacentes.

3.2.1. Depósitos cuaternarios

La evidencia del levantamiento y erosión de la región se sustenta en la presencia de terrazas marinas levantadas, depósitos marinos recientes, terrazas aluviales levantadas, depósitos aluviales recientes, depósitos eólicos estabilizados y acumulaciones eólicas en actividad, etc. Todos estos depósitos fluvio-aluviales depósitos residuales y aun los deslizamientos constituyen la cobertura del material reciente que recubren gran parte del área de estudio y por simplificación de le ha agrupado como depósitos marinos, eólicos y aluviales.

3.2.2. Depósitos marinos

Se encuentran distribuidos a lo largo del litoral, especialmente en las bahías y efirantes; consiste de arenas semiconsolidadas con estratificación sesgada, cuyos componentes son cuarzo de 1 a 3 milímetros, granos oscuros de rocas volcánicas finas en algunos casos con fragmentos de conchas en una matriz de arena gruesa. Los remanentes de depósitos marinos levantados en general se inclinan suavemente hacia el Oeste.

3.2.3. Depósitos eólicos

Se pueden distinguir dos tipos de arenas eólicas; los montículos de arenas eólicas; los montículos de arena estabilizadas y depósitos de arena en movimiento o continua evolución.

Las arenas estabilizadas se observan al Este de la ciudad de Chimbote, al Sur de Samanco, etc.

Los procesos eólicos trabajan rápidamente las arenas y cubren los depósitos de playas, estos últimos representan la fuente principal del material eólico que se transporta hacia el continente. El avance continuo de las arenas ha definido cuerpos alargados, longitudinales conocidos como médanos que avanzan hacia el continente sobre yaciendo a rocas cretáceas.

3.2.4. Depósitos aluviales

Como se observa en los mapas geológicos los depósitos aluviales son más abundantes en el cuadrángulo de Casma, en estrecha relación con la mayor extensión de rocas plutónicas, las cuales son fácilmente erosionables, originando depósitos arenosos gruesos y limoarcillas

En los depósitos aluviales se incluyen las terrazas, los rellenos de quebradas y valles, así como los depósitos recientes que constituyen las pampas o llanuras aluviales, las terrazas están formadas por gravas arenas y limos que en algunos casos sobreyacen directamente al basamento rocosos, en otros casos constituyen una secuencia gruesa de depósitos aluviales mal seleccionados con clastos de litologías diversas.

En general los depósitos aluviales son más gruesos a heterogéneos hacia el Este, en cambio hacia el Oeste son de fragmentometría más fina y características más homogéneas, por lo que son explotados como agregados y material de construcción.

Geología general:

La ciudad de Chimbote y sus alrededores está enmarcada dentro de las siguientes geomorfologías:

a) Unidad de playas

Se ubica a lo largo de la costa de la bahía de Chimbote y Nuevo Chimbote, con un ancho promedio de 10 a 30 m. Está constituido de arenas gruesas, arenas finas y conchas marinas, con intercalaciones de arcillas en los laterales.

b) Unidad de pantanos

Limitada por la unidad de playas y ubicada dentro del gran abanico aluvial de Nuevo Chimbote, presentándose con nivel freático casi superficial y en las áreas distantes del cono aluvial a consecuencia de la crecida del río Lacramarca, cuyas aguas se infiltran y fluyen subterráneamente hacia el mar.

En épocas de ocurrencia del Fenómeno “El Niño”, el área de pantanos aumenta de extensión superficial, provocando inestabilidades.

c) Unidad de depósitos aluviales del río Lacramarca

Se encuentra a lo largo del cono aluvial, ensanchándose cerca a la desembocadura del río Lacramarca en el Océano Pacífico. Los depósitos aluviales se extienden desde Chimbote hasta Nuevo Chimbote.

Dentro de esta unidad se encuentra el cauce fluvial del río Lacramarca, que en épocas de crecidas produce la erosión local y general del cauce e inundación de las planicies inundables, comprometiendo la seguridad de las obras de ingeniería emplazadas en el cauce y faja marginal del río.

Dicha unidad está constituida de arenas, limos y gravas en profundidades de 5 m a 10 m. El nivel freático varía desde 0,00 m (pantano) hasta 1.50 m de profundidad (áreas limítrofes del abanico).

d) Unidad de colinas

Es parte de la vertiente andina, constituida de rocas graníticas cubiertas superficialmente con arenas eólicas, formando colinas suaves y onduladas cuyas pendientes varían de 3° a 10°, como se observa en el reservorio R-III y alrededores. En esta unidad se aprecian depósitos coluviales y proluviales, de granulometría heterométrica.

e) Unidad de dunas

Son depósitos eólicos ubicados en la margen derecha del río Lacramarca tienen un espesor de 10 m a 20 m aproximadamente.

4. GEOLOGÍA REGIONAL

Geológicamente, a nivel regional se han reconocido las siguientes unidades estratigráficas:

a) Cretáceo

Es una secuencia volcánica andesítica, conformada por lavas y brechas, de composición básicamente de andesita y porfírica que presentan fenocristales de plagioclasas anfíboles y en menor proporción piroxenos. También se observan alteraciones de tipo propilítico, cloritización y silicificación incipiente. En la ciudad de Chimbote el volcánico se encuentra expuesto principalmente en el extremo norte por los cerros Chimbote y Tambo Real, y en el extremo Sur-Este por los cerros Península y División.

b) Intrusivos

Este segundo tipo de afloramiento existente en la zona se encuentra representado por formaciones de granodiorita, cuya coloración oscila entre gris oscuro y gris claro, su grano varía entre medio y grueso; teniendo su mejor exposición en el lado Este de la ciudad, en las colinas de las Pampas de Chimbote.

c) Cuaternario

Son los más predominantes en el área de estudio, formada por extensos depósitos de arena eólica, formando muchas veces colinas de poca elevación. Se nota la presencia de materiales aluvionales y fluviales formando depósitos a lo largo del lecho antiguo del Río Lacramarca, así como en el extremo Norte de la ciudad, conocidos como Cascajal, La Mora, etc.

d) Tectonismo

Esta región es considerada como un área de concentración sísmica caracterizada por movimientos con hipocentros entre 40 y 70 Km. de profundidad frente al litoral de Chimbote y en la falla de Cerro península en Samanco, con relación a los focos sísmicos indicados se estima que en 70 años se puede alcanzar una magnitud de 6.9 mb y una aceleración de 0.28g para condiciones medidas de cimentación en material blando.

5. TRABAJO DE CAMPO

Calicata.

Con la finalidad de definir el perfil estratigráfico se realizó la apertura de una calicata a cielo abierto de aproximadamente 1.50 mts. de profundidad,

denominándola como C-1, la cual se ubica en el área de estudio, la ubicación de dicha calicata se muestra en el croquis adjunto.

Muestreo

Se tomaron muestras alteradas o disturbadas de cada estrato, las cuales fueron guardadas y selladas y enviadas al laboratorio, realizándose ensayos con fines de identificación y clasificación.

Registro de sondaje

Paralelamente al avance de las excavaciones de los sondeos, se realizó el registro de excavación vía clasificación manual visual según ASTM D2488, descubriéndose las principales características de los suelos encontrados tales como; espesor tipo de suelo, color, plasticidad, humedad, compacidad etc.

6. ENSAYOS DE LABORATORIO

Ensayos de laboratorio de mecánica de suelos

Con las muestras alteradas obtenidas de los sondeos realizados, se han ejecutado los siguientes ensayos estándar: 1 ensayo de análisis granulométrico por tamizado, 1 ensayo de contenido de humedad, 01 ensayo de DPL, Las muestras fueron ensayadas en el laboratorio de Universidad Cesar Vallejo, han sido clasificadas utilizando el Sistema Unificado de Clasificación (SUCS) y American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

Los ensayos fueron realizados de acuerdo a las Norma Peruana E.050 de Mecánica de Suelos, American Society for Testing and Materials (ASTM), American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

Los resultados de los ensayos de mecánica de suelos estándar se presentan en el Anexo.

7. ENSAYOS ESTARDAR

Con las muestras representativas extraídas se realizaron los siguientes ensayos:

1. Análisis Granulométrico. ASTM D 422
2. Contenidos de Humedad. ASTM D 2216
3. Clasificación de los suelos SUCS, ASTM D 2487
4. Descripción visual de los suelos ASTM D 2487

8. CLASIFICACION DE SUELO

Las muestras ensayadas se han clasificado de acuerdo a American Association of State Highway Oficial (AASHTO) y al Sistema Unificado de Clasificación de Suelo (SUCCS).

9. CARACTERISTICAS DEL TERRENO DE FUNDACION

De acuerdo al análisis efectuado de la estratigrafía del subsuelo y a los ensayos de laboratorio realizados, se concluye que el suelo natural más desfavorable encontrado en el área de estudio, es del tipo A-3, está conformado por un material que presenta las siguientes características:

Permeabilidad	: Alta
Expansión	: Baja
Valor como terreno de fundación	: Buena
Característica de Drenaje	: Buena

10. DETERMINACION DEL POTENCIAL DE EXPANSIÓN.

De acuerdo a Seed, Woodward y Lundgren, establecieron la siguiente tabla de potencial de expansión determinada en laboratorio.

INDICE DE DE PLASTICIDAD	POTENCIAL DE EXPANSION
0 -15	BAJO
15 -35	MEDIO
35 – 55	ALTO
>55	MUY ALTO

Se ha estimado el potencial de expansión para cada uno de los puntos de investigación del área en estudio, según los ensayos realizados se desprende que hay presencia de suelos poco o nada expansibles.

11. TERRENOS COLINDANTES

En el área del proyecto de investigación no se ha podido verificar otros estudios Similares al presente.

De las cimentaciones adyacentes

Se ha verificado que algunas de las edificaciones adyacentes son de material noble de 01 piso a 03 pisos. Por la ubicación de las obras previstas en el proyecto, las edificaciones adyacentes no afectaran a las edificaciones a realizarse.

12. DATOS GENERALES DE LA ZONA.

- a) **Geodinámica Externa.** – Respecto a este fenómeno lo que se puede anotar es que la zona en estudio se encuentra dentro de la región Media de Sismicidad en el Perú en la Zona 4 cuyo factor es $Z = 0.45$, el cual se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

Como un antecedente relativamente cercano tenemos el terremoto del 31 de Mayo de 1970, el cual fue uno de los más catastróficos de la Historia, su epicentro fue localizado a 9.4° Latitud Sur y 79.3° Longitud Oeste, el cual produjo una aceleración de 0.24g. La magnitud calculada fue de 7.5° en la escala de Richter, la cual fue menor al Sismo del 26 de febrero de 1619 que alcanzó 7.8° en la escala de Richter.

Tabla N° 1 FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

b) terrenos colindantes.- Adyacentes al terreno se encuentran viviendas y construcciones de la población

13. EFECTO DE SISMO

La zona de estudio corresponde al distrito de Chimbote en el departamento de Ancash, la cual se encuentra dentro de la zona 4 del mapa de zonificación sísmica del Perú de acuerdo a la Norma de Diseño Sismorresistente E-030 del Reglamento Nacional de Edificaciones (2016) como se puede observar en la figura 4.

En la figura 5 se muestra el mapa de distribución de máximas intensidades en el Perú. Las fuerzas sísmicas horizontales pueden calcularse de acuerdo a las normas de diseño sismorresistente según la siguiente relación:

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

- ✓ Para la zona donde se cimentará, el suelo de cimentación es arena limosa el cual tendrá los siguientes parámetros sísmicos: S es el factor Suelo con un valor de S=1.1, para un periodo predominante de Tp=1.0 s, y Z es el factor de la zona 4 resultando Z=0.45g.

Para el análisis seudo estático se ha empleado una aceleración máxima de 0.42g, y según la literatura técnica internacional para la selección del coeficiente del análisis seudo estático se ha considerado la mitad de la aceleración máxima de la zona y cuyo valor es 0.21.

En la figura 6 se muestra los valores de isoaceleraciones para un periodo de retorno de 500 años y para una vida útil de 50 años, con una exced

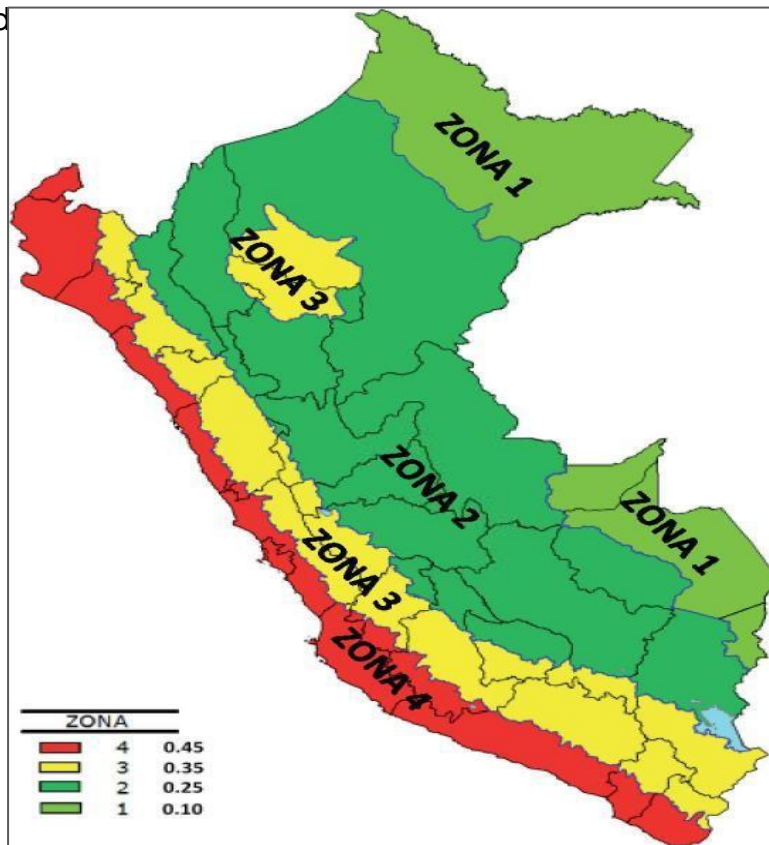


FIGURA N° 04: Mapa de zonificación Sísmica del Perú, según el Reglamento Nacional de Edificaciones (2016)

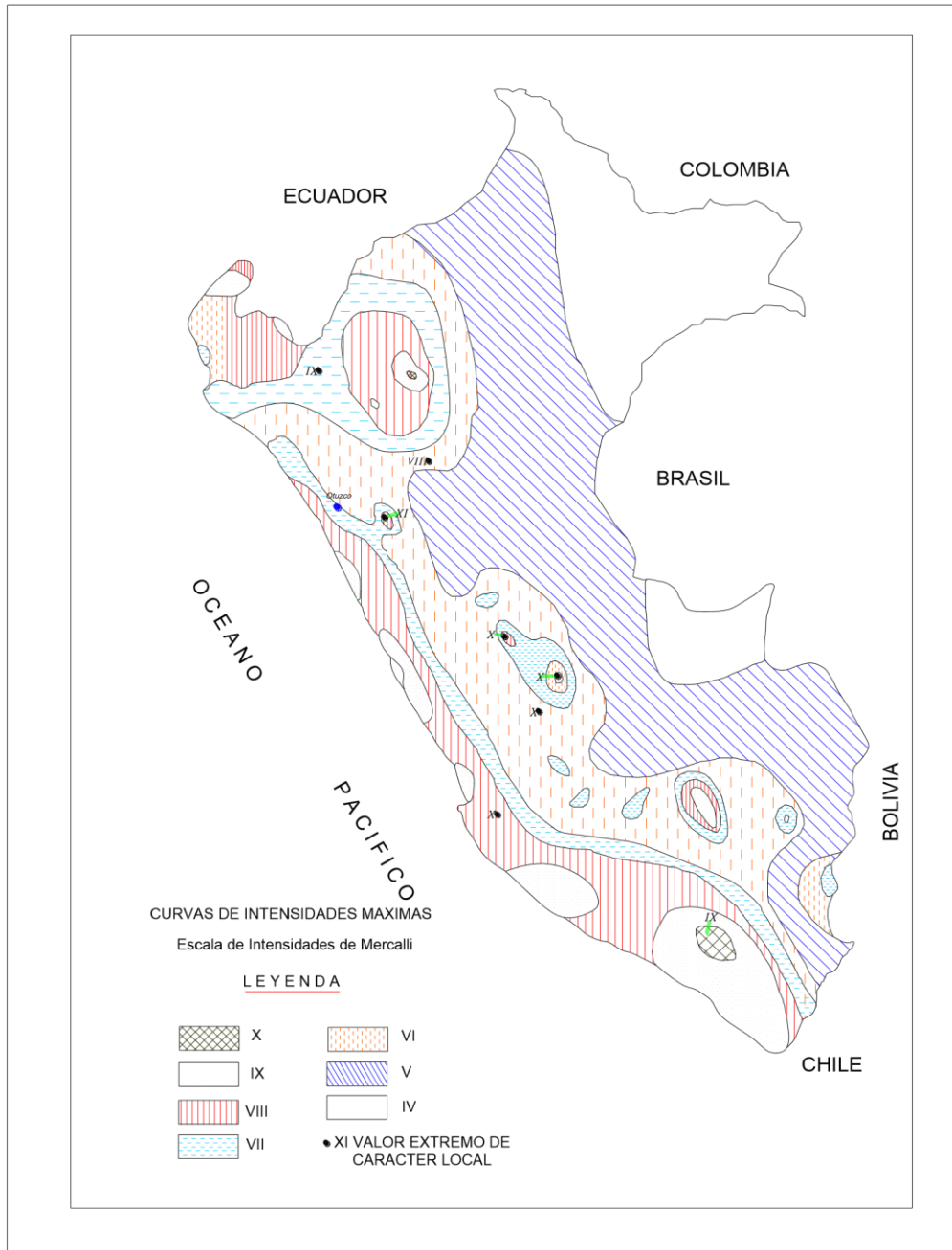


FIGURA N° 5: Mapa de distribución de máximas intensidades sísmicas (Alva et., al, 1984).

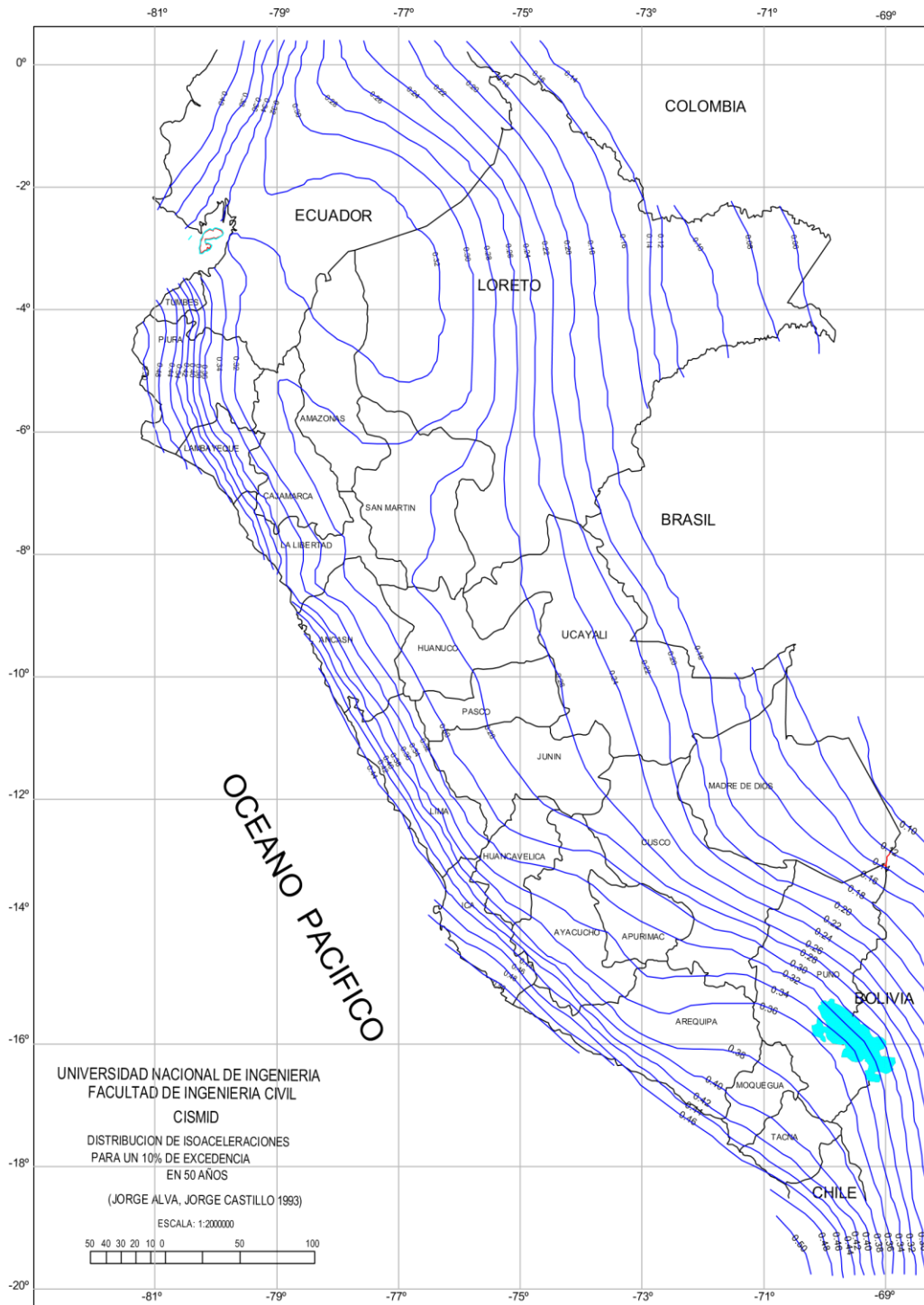


FIGURA N°6: Mapa de Isoaceleraciones para 500 años de Periodo de Retorno

14. DESCRIPCION DEL PERFIL ESTRATIGRAFICO.

En base a los ensayos de campo se deduce la siguiente conformación:

La calicata N° 01, Tiene una profundidad de 1.50 m. No presenta nivel freático a la profundidad de 1.50 m; está conformado por una capa de 0.60 m de material de arena mal graduada, además presenta 0.10 m de arena granular y en adelante arena nuevamente mal graduada color beige claro sus granos son redondeados y sub redondeados, con presencia de finos no plásticos, condición in situ: no saturado y en estado compacto.

15. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Basándose en los trabajos de campo y ensayos de laboratorio realizados, así como el análisis efectuado, se puede concluir lo siguiente:

- El suelo del área en estudio está conformado por arena mal graduada, seguido de un estrato de arena granular redondeada a una medida pequeña y posterior con arena mal graduada compacta, el espesor de material arena mal graduada de color beige claro sus granos son redondeados y sub redondeados, con presencia de finos no plásticos, plásticos condición in situ: No saturado y en estado compacto.
- No se cuenta con napa freática.
- El perfil geotécnico descrito precedentemente se considera de buena calidad mecánica en general, las arenas mal gradadas de granos redondeado y sub redondeado sin presencia de finos plásticos, situados en la zona de estudio cuando están sumergidas son proclives a experimentar asientos diferenciales de importancia, son muy susceptibles a los fenómenos telúricos que provocarían su densificación y podría reducirse a cero su resistencia al corte (licuefacción).
- La capacidad portante para la calicata realizadas es:
 - Calicata C-1 Suelo Natural

Por carga ultima : 1.80 kg/cm²

ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN PARA EDIFICACION HASTA 03 NIVELES.

- La capacidad portante para los cálculos será tomada la más crítica que es por asentamiento, a una profundidad de mínima de 1.50 m, medidos a partir del nivel de terreno natural, cuyo valor es: 1.80 Kg/cm². De acuerdo a los cálculos, a mayor profundidad de desplante de la cimentación existe mayor capacidad portante del terreno.
- Se recomienda utilizar el tipo de cimentación por medio de zapatas conectadas por medio de vigas de cimentación, por el tipo de estructura proyectada y el terreno de cimentación encontrado.
- De acuerdo al tipo de suelo encontrado conformado por suelos finos tipo arena mal gradada con presencia de finos de mediana plasticidad, en estado no saturado y compacto, se recomienda hacer zanjas sin ningún riesgo para cimientos corridos.

ANEXOS

ENSAYOS DE ANALISIS GRANULOMETRICO

CAMPUS CHIMBOTE
Mz. H U, 1 Urb. Buenos Aires
Av. Central Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000




Mg. Victor Rolando Rojas Silva
Director de la Escuela de Ingeniería Civil


Lener Hamilton Villanueva U.



#ucv_peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 400.012, ASTM D422)

PROYECTO: "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO APORTICADO TIPO A2 CON DISIPADORES DE ENERGÍA EN EL AA.HH. BELÉN, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE – 2018"

SOLICITANTE: MASSIEL GUADALUPE MANTILLA ALFARO

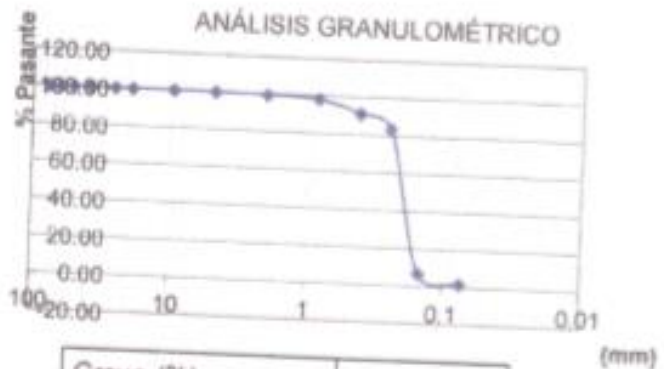
ASUNTO : ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

LUGAR : A.H.BELÉN

UNIDAD : MUESTRA C - 01

TABLA: ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Design. del Tamiz US	A Peso Retenido gr.	B % Pasante
Nº 4	0.8	0.05
Nº 10	8.5	0.57
Nº 16	20.5	1.37
Nº 30	101.4	6.76
Nº 40	65.3	4.35
Nº 50	51.6	3.44
Nº 100	1149.2	76.61
Nº 200	76.5	5.10
P Nº 200	28.2	1.75



Grava (%)	00.00
Arena (%)	96.25
Finos (%)	1.75
Límite Líquido	NP
Límite Plástico	NP
Índice Plasticidad	NP
Clasif. SUCS	SP
Clasif. AASHTO	A-3
Contenido de Humedad	3.48

Nota:

SUCS: Arena limosa con grava

AASHTO: Fragmentos de roca, grava y arena

Las muestras fueron analizadas por el solicitante en el laboratorio

CAMPUS CHIMBOTE
 Ma. H.T. 1 Urb. Buenos Aires
 Av. Central Nuevo Chimbote
 Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Victor Reigada Rojas Gilun
 Director de la Escuela de Ingeniería Civil

Luzmila Hernández Viquez
 TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv_peru
 @ucv_peru
 #saliradelante
 ucv.edu.pe



ENSAYO DE PENETRÓMETRO DINÁMICO LIGERO (DPL)

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 339.159)

PROYECTO: "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO APORTICADO TIPO A2 CON DISIPADORES DE ENERGÍA EN EL AA.HH. BELÉN, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE – 2018"

TESISTA : MASSIEL GUADALUPE MANTILLA ALFARO

ASUNTO : ENSAYO DE DPL

LUGAR : A.H.BELÉN

UNIDAD : MUESTRA C - 01

TABLA: ENSAYO DPL

DPL	
Prof (m)	Nº Golpes
0.10	25
0.20	28
0.30	30
0.40	32
0.50	38
0.60	33
0.70	30
0.80	28
0.90	25
1.00	35
1.10	44
1.20	43
1.30	39
1.40	46
1.50	51



<u>Resultados</u>	
Ángulo de Fricción (ϕ)	32
N_{60}	18.0
Grado de compactación	Medio
q_u (kg/cm ²)	1.80
Tipo de Suelo	SP
Cohesión (kg/cm ²)	0.90
Presencia de arena mal graduada con poca presencia de material fino (limo o arcilla)	

Nota:

La muestra se realizó a 1.50 por que el suelo obtuvo resistencia a la penetración sobrepasando los 50 golpes

Las muestras fueron analizadas por el solicitante en el laboratorio.

CAMPUS CHIMBOTE
 Mz. H.LI. 1 Urb. Buenos Aires
 Av. Central Nuevo Chimbote
 Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Victor Reinaldo Rojas Gilms
 Director de la Escuela de Ingeniería Civil

Luzmila Huanca Vilalobos Vásquez
 T.S. en Ingeniería de Laboratorio



fb/ucv.peru
 @ucv_peru
 #caliradelante
 ucv.edu.pe



En la imagen se aprecia el comienzo al ensayo de DPL el cual tiene un peso de 10 Kg y varillas de un metro.



En la imagen se aprecia la realización de la calicata para la toma de muestra a una profundidad de 1.50 m

CAMPUS CHIMBOTE
 Mz. H. E. 1 Urb. Buenos Aires
 Av. Central Nuevo Chimbote
 Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



[Signature]
Mp. Victor Rolando Rojas Silva
 Director de la Oficina de Registros C-144

[Signature]
Lener María Victoria Vásquez
 TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv
 @ucv_peru
 #sairadriante
 ucv.edu.pe



En la imagen se aprecia el pesado de las taras y el pesado de la tara más la muestra para la obtención del contenido de humedad



En la imagen se aprecia el pesado de la muestra para empezar con la realización del tamizado

CAMPUS CHIMBOTE
Mz. H.LI. 1 Urb. Buenos Aires
Av. Central Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000




Mg. Victor Rolando Rojas Siles
Gerente de la Escuela de Ingeniería Civil


Leneo Haydée Villanueva Viquez
Tutora de Laboratorio



ANEXO 06:
NORMAS

NORMA E.020

CARGAS

CAPÍTULO 1 GENERALIDADES

Artículo 1.- ALCANCE

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.

Artículo 2.- DEFINICIONES

Carga: Fuerza u otras acciones que resulten del peso de los materiales de construcción, ocupantes y sus pertenencias, efectos del medio ambiente, movimientos diferenciales y cambios dimensionales restringidos.

Carga Muerta: Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, que sean permanentes o con una variación en su magnitud, pequeña en el tiempo.

Carga Viva: Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos móviles soportados por la edificación.

CAPÍTULO 2 CARGA MUERTA

Artículo 3.- MATERIALES

Se considerará el peso real de los materiales que conforman y los que deberán soportar la edificación, calcula-

dos en base a los pesos unitarios que aparezcan en el Anexo 1, pudiéndose emplear pesos unitarios menores cuando se justifiquen debidamente.

El peso real se podrá determinar por medio de análisis o usando los datos indicados en los diseños y catálogos de los fabricantes.

Artículo 4.- DISPOSITIVOS DE SERVICIO Y EQUIPOS

Se considerará el peso de todos los dispositivos de servicio de la edificación, incluyendo las tuberías, ductos, equipos de calefacción y aire acondicionado, instalaciones eléctricas, ascensores, maquinaria para ascensores y otros dispositivos fijos similares. El peso de todo este material se incluirá en la carga muerta.

El peso de los equipos con los que se amueble una zona dada, será considerado como carga viva.

Artículo 5.- TABIQUES

Se considerará el peso de todos los tabiques, usando los pesos reales en las ubicaciones que indican los planos. Cuando exista tabiquería móvil, se aplicará lo indicado en el Artículo 6 (6.3).

CAPÍTULO 3 CARGA VIVA

Artículo 6.- CARGA VIVA DEL PISO

6.1. Carga Viva Mínima Repartida

Se usará como mínimo los valores que se establecen en la Tabla 1 para los diferentes tipos de ocupación o uso, valores que incluyen un margen para condiciones ordinarias de impacto. Su conformidad se verificará de acuerdo a las disposiciones en Artículo 6 (6.4).

a) Cuando la ocupación o uso de un espacio no sea conforme con ninguno de los que figuran en la Tabla 1, el proyectista determinará la carga viva justificándola ante las autoridades competentes.

b) Las cargas vivas de diseño deberán estar claramente indicadas en los planos del proyecto.



ICG

Difundido por: ICG - Instituto de la Construcción y Gerencia

www.construccion.org / icg@icgmail.org / Telefax : 421 - 7896

TABLA 1
CARGAS VIVAS MÍNIMAS REPARTIDAS

OCUPACIÓN O USO	CARGAS REPARTIDAS kPa (kgf/m ²)
Almacenes	5,0 (500) Ver 6.4
Baños	Igual a la carga principal del resto del área, sin que sea necesario que exceda de 3,0 (300)
Bibliotecas	Ver 6.4
Salas de lectura	3,0 (300)
Salas de almacenaje con estantes	
Asos (no apilables)	7,5 (750)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Centros de Educación	
Aulas	2,5 (250)
Salones	3,5 (350) Ver 6.4
Auditorios, gimnasios, etc.	De acuerdo a lugares de asambleas
Laboratorios	3,0 (300) Ver 6.4
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Garajes	
Para parqueo exclusivo de vehículos de pasajeros, con altura de entrada menor que 2,40 m	2,5 (250)
Para otros vehículos	Ver 6.3
Hospitales	
Salas de operación, laboratorios y zonas de servicio	3,0 (300)
Cuartos	2,0 (200)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Hoteles	
Cuartos	2,0 (200)
Salas públicas	De acuerdo a lugares de asambleas
Almacenaje y servicios	5,0 (500)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Industria	Ver 6.4
Instituciones Penales	
Celdas y zona de habitación	2,0 (200)
Zonas públicas	De acuerdo a lugares de asambleas
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Lugares de Asambleas	
Con asientos fijos	3,0 (300)
Con asientos móviles	4,0 (400)
Salones de baile, restaurantes, museos, gimnasios y vestíbulos de teatros y óperas	4,0 (400)
Graderías y tribunas	5,0 (500)
Corredores y escaleras	5,0 (500)
Oficinas (*)	
Exceptuando salas de archivo y computación	2,5 (250)
Salas de archivo	5,0 (500)
Salas de computación	2,5 (250) Ver 6.4
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Teatros	
Vestidores	2,0 (200)
Cuarto de proyección	3,0 (300) Ver 6.4
Escenario	7,5 (750)
Zonas públicas	De acuerdo a lugares de asambleas
Tiendas	5,0 (500) Ver 6.4
Corredores y escaleras	5,0 (500)
Viviendas	2,0 (200)
Corredores y escaleras	2,0 (200)

(*) Estas cargas no incluyen la posible tabiquería móvil

6.2. Carga Viva Concentrada

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

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

6.3. Tabiquería Móvil

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

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

6.4. Conformidad

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

Artículo 7.- CARGA VIVA DEL TECHO

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

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

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

b) Para techos con inclinación mayor de 3°, con respecto a la horizontal 1,0 kPa (100 kgf/m²) reducida en 0,55 kPa (55 kgf/m²), por cada grado de pendiente por encima de 3°, hasta un mínimo de 0,50 kPa (50 kgf/m²).

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

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

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

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

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

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

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

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

8.1. Aceras y Pistas

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

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

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



8.2. Barandas y Parapetos

- a) Las barandas y parapetos se diseñarán para las fuerzas indicadas en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente, las cargas de viento cuando sean aplicables y las que se indican a continuación.
 - b) Las barandas y parapetos serán diseñados para resistir la aplicación simultánea ó no de las fuerzas indicadas en la Tabla 2, ambas aplicadas en su parte superior, tomándose la combinación más desfavorable.
- En ningún caso, la fuerza horizontal y la fuerza vertical total serán menores que 1,0 kN (100 kgf).

TABLA 2

Barandas y Parapetos	Carga Horizontal kN/m (kgf/m)	Carga Vertical kN/m (kgf/m)
Pozo para escaleras, balcones y techos en general	0,60 (60)	0,60 (60)
Viviendas unifamiliares	0,30 (30)	0,30 (30)
Balcones de techos y lugares de asamblea	0,75 (75)	1,50 (150)

- c) Cuando las barandas y parapetos soporten equipos o instalaciones se tomarán en cuenta las cargas adicionales que éstos impongan.
- d) Las barandas, parapetos o topes que se usan en zonas de estacionamiento para resistir el impacto de los vehículos de pasajeros en movimiento serán diseñados para soportar una carga horizontal de 5,0 kN (500 kgf) por metro lineal, aplicada por lo menos a 0,60 m encima de la pista; pero en ningún caso la carga total será inferior a 15,0 kN (1500 kgf).

8.3. Columnas en Zonas de Estacionamiento

A no ser que se les proteja de manera especial, las columnas en las zonas de estacionamiento o que estén expuestas a impacto de vehículos de pasajeros en movimiento serán diseñadas para resistir una carga lateral mínima debida al impacto de 15,0 kN (1500 kgf), aplicada por lo menos a 0,60 m encima de la pista.

Artículo 9.- CARGAS VIVAS MÓVILES

9.1. Generalidades

Se considerará que las cargas establecidas en el Artículo 6 (6.1) y Artículo 7 (7.1), incluyen un margen para las condiciones ordinarias de impacto.

9.2. Automóviles

Las zonas que se usen para el tránsito o estacionamiento de automóviles y que estén restringidas a este uso por limitaciones físicas se diseñarán para la carga repartida pertinente a las zonas de estacionamiento de tales vehículos, como se determina en la Tabla 1, aplicada sin impacto.

9.3. Camiones

Las cargas mínimas, su distribución y el diseño de barandas y topes, cumplirán con los requisitos aplicables a puentes carreteros.

9.4. Ferrocarriles

Las cargas mínimas y su distribución cumplirán con los requisitos aplicables a puentes ferroviarios.

9.5. Puentes - Grúa

a) Cargas Verticales

La carga vertical será la máxima real sobre rueda cuando la grúa esté izando a capacidad plena. Para tomar en cuenta el impacto, la carga izada se aumentará en 25 % o la carga sobre rueda se aumentará en 15 %, la que produzca mayores condiciones de esfuerzo.

b) Cargas Horizontales

La carga transversal total, debida a la traslación del carro del puente-grúa, será el 20% de la suma de la capacidad de carga y el peso del carro. Esta fuerza se supondrá colocada en la parte superior de los rieles, actuando en ambos sentidos perpendicularmente a la vía de rodadura y debe ser distribuida proporcionalmente a la rigidez lateral de las estructuras que soportan los rieles.

La carga longitudinal debida a la traslación de la grúa será el 10% de la reacción máxima total, sin incluir el impacto, aplicada en la parte superior del riel y actuando en ambos sentidos paralelamente a la vía de rodadura.

9.6. Tectes Monorrieles

a) Cargas Verticales

La carga vertical será la suma de la capacidad de carga y el peso del tecte. Para tomar en cuenta el impacto, la carga vertical se aumentará en 10 % para tectes manuales y en 25 % para tectes eléctricos.

b) Cargas Horizontales

La carga transversal será el 20 % de la suma de la capacidad de carga y el peso del tecte.

9.7. Ascensores, Montacargas y Escaleras Mecánicas

Se aplicarán las cargas reales determinadas mediante análisis o usando los datos indicados en los diseños y especificaciones técnicas del fabricante.

9.8. Motores

Para tomar en cuenta el impacto, las reacciones de las unidades a motor de explosión se aumentarán por lo menos en 50 % y las de unidades a motor eléctrico se aumentarán por lo menos en 25 %. Adicionalmente se deberá considerar las vibraciones que estos pueden producir en las estructuras; para ello se tomarán en cuenta las especificaciones del fabricante.

Artículo 10.- REDUCCIÓN DE CARGA VIVA

Las cargas vivas mínimas repartidas indicadas en la Tabla 1 podrán reducirse para el diseño, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$L_r = L_s \left(0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{A_i}} \right)$$

Donde:

- L_r = Intensidad de la carga viva reducida.
- L_s = Intensidad de la carga viva sin reducir (Tabla 1).
- A_i = Área de influencia del elemento estructural en m², que se calculará mediante:

$$A_i = k \cdot A_t$$

- A_t = Área tributaria del elemento en m².
- k = Factor de carga viva sobre el elemento (Ver Tabla 3).

TABLA 3
Factor de Carga Viva sobre el Elemento

ELEMENTO	FACTOR k
Columnas y muros	2
Vigas interiores	2
Vigas de borde	2
Vigas en volado	1
Vigas de borde que soportan volados	1
Tijeras principales que soportan techos livianos	1
Losas macizas o nervadas en dos dirección	1
Losas macizas o nervadas en una dirección	1
Vigas prefabricadas aisladas o no conectadas monolíticamente e otros elementos parecidos	1
Vigas de acero o de madera no conectadas por curva al diafragma de piso	1
Vigas isotónicas	1

Las reducciones en la carga viva estarán sujetas a las siguientes limitaciones:

- a) El área de influencia (A_i) deberá ser mayor que 40 m², en caso contrario no se aplicará ninguna reducción.
- b) El valor de la carga viva reducida (L_r) no deberá ser menor que 0,5 L_s .
- c) Para columnas ó muros que soporten más de un piso deben sumarse las áreas de influencia de los diferentes pisos.



d) No se permitirá reducción alguna de carga viva para el cálculo del esfuerzo de corte (punzonamiento) en el perímetro de las columnas en estructuras de losas sin vigas.

e) En estacionamientos de vehículos de pasajeros no se permitirá reducir la carga viva, salvo para los elementos (columnas, muros) que soporten dos o más pisos, para los cuales la reducción máxima será del 20%.

f) En los lugares de asamblea, bibliotecas, archivos, depósitos y almacenes, industrias, tiendas, teatros, cines y en todos aquellos en los cuales la sobrecarga sea de 5 kPa (500 kgf/m²) o más, no se permitirá reducir la carga viva, salvo para los elementos (columnas, muros) que soporten dos o más pisos para los cuales la reducción máxima será del 20%.

g) El valor de la carga viva reducida (L_r), para la carga viva de techo especificada en el capítulo 7, no será menor que $0,50 L_r$.

h) Para losas en una dirección, el área tributaria (A) que se emplee en la determinación de A no deberá exceder del producto del claro libre por un ancho de 1,5 veces el claro libre.

Artículo 11.- CARGAS DE NIEVE

11.1. GENERALIDADES

La estructura y todos los elementos de techo que estén expuestos a la acción de carga de nieve serán diseñados para resistir las cargas producidas por la posible acumulación de la nieve en el techo. La sobrecarga de nieve en una superficie cubierta es el peso de la nieve que, en las condiciones climatológicas más desfavorables, puede acumularse sobre ella.

En zonas en las cuales exista posibilidad de nevadas importantes, deberá prestarse especial atención en la selección apropiada de las pendientes de los techos.

La carga de nieve debe considerarse como carga viva. No será necesario incluir en el diseño el efecto simultáneo de viento y carga de nieve.

11.2. CARGA BÁSICA DE NIEVE SOBRE EL SUELO (Q_s)

Para determinar este valor, deberá tomarse en cuenta las condiciones geográficas y climáticas de la región donde se ubicará la estructura. La carga básica se establecerá de un análisis estadístico de la información disponible en la zona, para un periodo medio de retorno de 50 años (probabilidad anual del 2% de ser excedida).

El valor mínimo de la carga básica de nieve sobre el suelo (Q_s) será de 0,40 kPa (40 kgf/m²) que equivalen a 0,40 m de nieve fresca (peso específico de 1 kN/m³ (100 kgf/m³) ó a 0,20 m de nieve compactada (peso específico de 2 kN/m³ (200 kgf/m³)).

11.3. CARGA DE NIEVE SOBRE LOS TECHOS (Q_t)

a) Para techos a una o dos aguas con inclinaciones menores o iguales a 15° (pendiente $\leq 27\%$) y para techos curvos con una relación ancho/alzura $\leq 0,1$ o ángulo vertical menor o igual a 10° (calculado desde el borde hasta el centro) la carga de diseño (Q_t), sobre la proyección horizontal, será:

$$Q_t = Q_s$$

b) Para techos a una o dos aguas con inclinaciones comprendidas entre 15° y 30° la carga de diseño (Q_t), sobre la proyección horizontal, será:

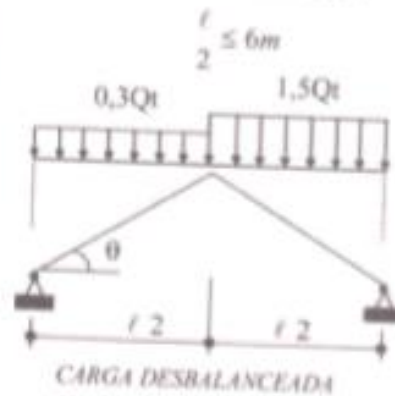
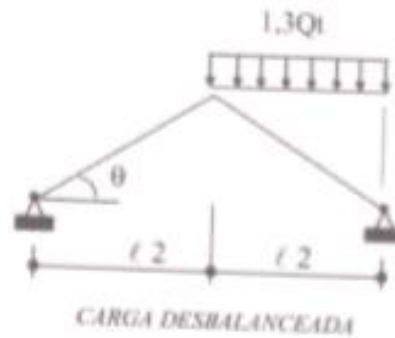
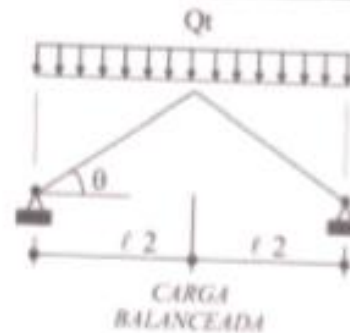
$$Q_t = 0,80 Q_s$$

c) Para techos a una o dos aguas con inclinaciones mayores que 30° la carga de diseño (Q_t), sobre la proyección horizontal, será:

$$Q_t = C_s (0,80 Q_s) \quad \text{donde } C_s = 1 - 0,025(\theta - 30^\circ),$$

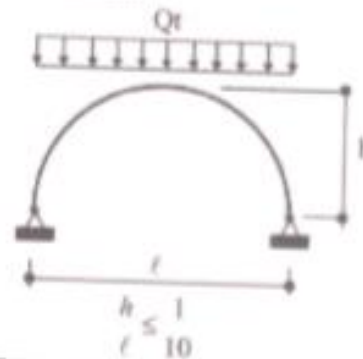
siendo C_s un factor adimensional.

d) Para los techos a dos aguas con inclinaciones mayores que 15° deberán investigarse los esfuerzos internos para las condiciones de carga balanceada y desbalanceada como se indica a continuación:



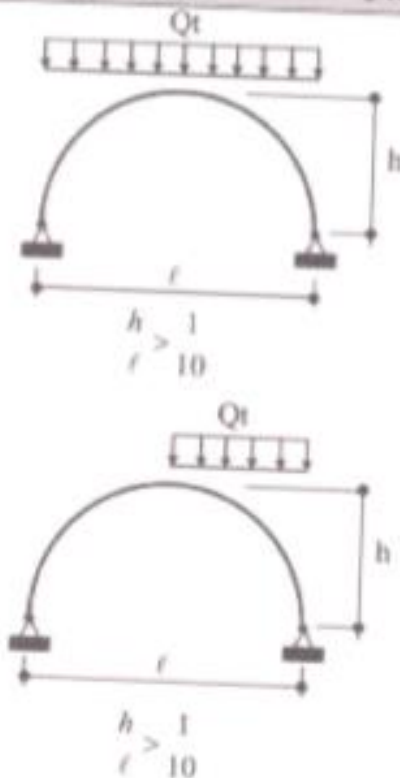
$$\frac{l}{2} > 6m$$

e) Para los techos curvos, dependiendo de la relación h/l , deberán investigarse los esfuerzos internos para las condiciones de carga balanceada y desbalanceada, que se indica a continuación:



$$\frac{h}{l} \leq \frac{1}{10}$$





Artículo 12.- CARGAS DEBIDAS AL VIENTO

12.1. GENERALIDADES

La estructura, los elementos de cierre y los componentes exteriores de todas las edificaciones expuestas a la acción del viento, serán diseñados para resistir las cargas (presiones y succiones) exteriores e interiores debidas al viento, suponiendo que éste actúa en dos direcciones horizontales perpendiculares entre sí. En la estructura la ocurrencia de presiones y succiones exteriores serán consideradas simultáneamente.

12.2. CLASIFICACIÓN DE LAS EDIFICACIONES

Tipo 1. Edificaciones poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento, tales como edificios de poca altura o esbeltez y edificaciones cerradas con cobertura capaz de soportar las cargas sin variar su geometría. Para este tipo de edificaciones se aplicará lo dispuesto en los Artículos 12 (12.3) y 12 (12.4).

Tipo 2. Edificaciones cuya esbeltez las hace sensibles a las ráfagas, tales como tanques elevados y anuncios y en general estructuras con una dimensión corta en la dirección del viento. Para este tipo de edificaciones la carga exterior especificada en el Artículo 12 (12.4) se multiplicará por 1.2.

Tipo 3. Edificaciones que representan problemas aerodinámicos especiales tales como domos, arcos, antenas, chimeneas esbeltas y cubiertas cóncavas. Para este tipo de edificaciones las presiones de diseño se determinarán a partir de procedimientos de análisis reconocidos en ingeniería, pero no serán menores que las especificadas para el Tipo 1.

12.3. VELOCIDAD DE DISEÑO

La velocidad de diseño del viento hasta 10 m de altura será la velocidad máxima adecuada a la zona de ubicación de la edificación (Ver Anexo 2) pero no menos de 75 Km/h. La velocidad de diseño del viento en cada altura de la edificación se obtendrá de la siguiente expresión.

$$V_h = V(h/10)^{0.27}$$

donde:

- V_h: velocidad de diseño en la altura h en Km/h
- V: velocidad de diseño hasta 10 m de altura en Km/h
- h: altura sobre el terreno en metros

12.4. CARGA EXTERIOR DE VIENTO

La carga exterior (presión o succión) ejercida por el viento se supondrá estática y perpendicular a la superficie sobre la cual actúa. Se calculará mediante la expresión:

$$P_s = 0,005 C V_h^2$$

donde:

- P: presión o succión del viento a una altura h en Kg/m²
- C: factor de forma adimensional indicado en la Tabla 4
- V_h: velocidad de diseño a la altura h, en Km/h, definida en el Artículo 12 (12.3)

**TABLA 4
FACTORES DE FORMA (C) ***

CONSTRUCCIÓN	BARLOVENTO	SOTAVIENTO
Superficies verticales de edificios	+0,8	-0,5
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en la dirección del viento	+1,5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0,7	
Tanques de agua, chimeneas, y otros de sección cuadrada o rectangular	+2,0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda 45°	+0,8	-0,5
Superficies inclinadas ≤ 15° o menos	+0,5-0,7	-0,5
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0,7-0,3	-0,6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0,8	-0,5
Superficies verticales o inclinadas (plenas ó curvas) paralelas a la dirección del viento	-0,7	-0,7

* El signo positivo indica presión y el negativo succión

12.5. CARGA INTERIOR DE VIENTO

Para el diseño de los elementos de cierre, incluyendo sus fijaciones y anclajes, que limitan en cualquier dirección el nivel que se analiza, tales como paneles de vidrio, coberturas, alféizares y elementos de cerramiento, se adicionará a las cargas exteriores calculadas según el Artículo 12 (12.4), las cargas interiores (presiones y succiones) calculadas con los factores de forma para presión interior de la Tabla 5

**TABLA 5
FACTORES DE FORMA PARA DETERMINAR
CARGAS ADICIONALES EN ELEMENTOS DE
CIERRE (C)**

ABERTURAS		
Uniforme en todos a barlovento y sotavento	Principales en lado a barlovento	Principales en lado a sotavento o en los costados
+0,3	+0,8	-0,8

**CAPÍTULO 4
OTRAS CARGAS**

Artículo 13.- PRESIONES DE TIERRA

13.1. Todo muro de contención será diseñado para resistir, en adición a las cargas verticales que actúan sobre él, la presión lateral del suelo y sobrecargas, más la presión hidrostática correspondiente al máximo nivel freático probable.

13.2. Se considerarán las subpresiones causadas por la presión hidrostática

13.3. Para el cálculo de la magnitud y ubicación de las presiones laterales del suelo se podrá emplear cualquiera de los métodos aceptados en la Mecánica de Suelos.

13.4. Cuando la presión lateral del suelo se oponga a la acción estructural de otras fuerzas (ej. cisternas enterradas), no se tomará en cuenta en esta combinación de cargas, pero sí se debe considerar su acción en el diseño.



Artículo 14.- CARGAS DE CONSTRUCCIÓN

Previo al inicio de obra el profesional responsable de lo mismo, evaluará las cargas reales que puedan producirse durante el proceso constructivo y verificará que no exceda de las cargas vivas de uso, indicadas en los documentos del proyecto.

Si las cargas reales en el proceso constructivo excedieran de las cargas vivas de uso, deberá consultar con el proyectista.

Artículo 15.- FUERZAS TÉRMICAS

El diseño de edificaciones tomará en cuenta las fuerzas y los movimientos que resulten de un cambio mínimo de temperatura de 20° C para construcciones de concreto y/o albañilería y de 30° C para construcciones de metal.

Artículo 16.- CONTRACCIÓN

En el diseño de estructuras de concreto armado, cuando se prevea que la contracción pueda originar esfuerzos importantes, se tomará en consideración las fuerzas y movimientos resultantes de la contracción del concreto en un cantidad 0,00025 veces la distancia entre juntas.

**CAPÍTULO 5
DISTRIBUCIÓN Y COMBINACIÓN DE CARGAS****Artículo 17.- DISTRIBUCIÓN DE LAS CARGAS VERTICALES**

La distribución de las cargas verticales a los elementos de soporte se establecerá sobre la base de un método reconocido de análisis o de acuerdo a sus áreas tributarias.

Se tendrá en cuenta el desplazamiento instantáneo y el diferido de los soportes cuando estos sean significativos.

Artículo 18.- DISTRIBUCIÓN DE CARGAS HORIZONTALES EN COLUMNAS, PÓRTICOS Y MUROS

18.1. Se supondrá que las cargas horizontales sobre la estructura son distribuidas a columnas, pórticos y muros por los sistemas de pisos y techo que actúan como diafragmas horizontales. La proporción de la carga horizontal total que resistirá cualquier columna, pórtico o muro se determinará sobre la base de su rigidez relativa, considerando la excentricidad natural y accidental de la carga aplicada.

18.2. Cuando la existencia de aberturas, la excesiva relación largo/ancho en las losas de piso o techo o la flexibilidad del sistema de piso o techo no permitan su comportamiento como diafragma rígido, la rigidez de cada columna y muro estructural tomará en cuenta las deflexiones adicionales de piso mediante algún método reconocido de análisis.

Artículo 19.- COMBINACIÓN DE CARGAS PARA DISEÑOS POR ESFUERZOS ADMISIBLES

Excepto en los casos indicados en las normas propias de los diversos materiales estructurales, todas las cargas consideradas en la presente Norma se considerará que actúan en las siguientes combinaciones, la que produzca los efectos más desfavorables en el elemento estructural considerando, con las reducciones, cuando sean aplicables, indicadas en el Artículo 10.

- (1) D
- (2) D + L
- (3) D + (W ó 0,70 E)
- (4) D + T
- (5) $\alpha [D + L + (W \text{ ó } 0,70 E)]$
- (6) $\alpha [D + L + T]$
- (7) $\alpha [D + (W \text{ ó } 0,70 E) + T]$
- (8) $\alpha [D + L + (W \text{ ó } 0,70 E) + T]$

Donde:

D = Carga muerta, según Capítulo 2

L = Carga viva, Capítulo 3

W = Carga de viento, según Artículo 12

E = Carga de sismo, según NTE E.030 Diseño Sísmo-resistente

T = Acciones por cambios de temperatura, contracciones y/o deformaciones diferidas en los materiales componentes, asentamientos de apoyos o combinaciones de ellos.

α = Factor que tendrá un valor mínimo de 0,75 para las combinaciones (5), (6) y (7); y de 0,67 para la combinación (8). En estos casos no se permitirá un aumento de los esfuerzos admisibles.

**CAPÍTULO 6
ESTABILIDAD****Artículo 20.- GENERALIDADES**

20.1. La estabilidad requerida será suministrada sólo por las cargas muertas más la acción de los anclajes permanentes que se provean.

20.2. El peso de la tierra sobre las zapatas o cimentaciones, calculado con el peso unitario mínimo de la tierra, puede ser considerado como parte de las cargas muertas.

Artículo 21.- VOLTEO

La edificación o cualquiera de sus partes, será diseñada para proveer un coeficiente de seguridad mínimo de 1,5 contra la falla por volteo.

Artículo 22.- DESLIZAMIENTO

22.1. La edificación o cualquiera de sus partes será diseñada para proveer un coeficiente de seguridad mínimo de 1,25 contra la falla por deslizamiento.

22.2. Los coeficientes de fricción serán establecidos por el proyectista a partir de valores usuales empleados en ingeniería.

**CAPÍTULO 7
RIGIDEZ****Artículo 23.- MÉTODO DE CÁLCULO**

El cálculo de las deformaciones de la estructura o de sus componentes será efectuado por métodos aceptados en ingeniería.

Artículo 24.- DESPLAZAMIENTOS LATERALES

En edificaciones el máximo desplazamiento relativo entre pisos, causado por las fuerzas de viento, será del 1% de la altura del piso.

En el caso de fuerzas de sismo el máximo desplazamiento será el indicado en los numerales pertinentes de la NTE E.030 Diseño Sísmo-resistente.

Artículo 25.- FLECHAS

25.1. Excepto en los casos expresamente cubiertos en las Normas propias de los diversos materiales estructurales, la flecha de cualquier elemento estructural no excederá los valores indicados en la Tabla 6, excepto cuando soporte paneles de vidrio en cuyo caso se aplicará lo indicado en el Artículo 25 (25.2).

**TABLA 6
FLECHAS MÁXIMAS PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES**

TIPO DE ELEMENTO	FLECHA PRODUCIDA POR LA CARGA VIVA	FLECHA PRODUCIDA POR LA CARGA VIVA MÁS LAS FLECHAS DIFERIDAS
Pisos	L/360	L/240*
Techos	L/180	-
L	Luz del elemento. Para voladizos se tomará como L el doble de la longitud del elemento.	
Flecha diferida	Se establece en función de cada material de acuerdo a su Norma respectiva. La flecha diferida se calculará para las cargas permanentes más la fracción de sobrecarga que actúa permanentemente.	
* No aplicable a estructuras metálicas.		

25.2. Excepto en los casos expresamente cubiertos en las Normas propias de los diversos materiales estructurales, la flecha para carga viva más la parte correspondiente a las flechas diferidas, de elementos estructurales que soportan paneles de vidrio no excederá en ningún caso 20 mm.

**ICG**

Difundido por: ICG - Instituto de la Construcción y Gerencia

www.construccion.org / icg@icgmail.org / Telefax : 421 - 7896

Artículo 26.- ACUMULACIÓN DE AGUA

Todos los techos tendrán suficiente pendiente o contra-fecha para asegurar el drenaje adecuado del agua, después de que ocurran las deformaciones defendidas. Alternativamente serán diseñados para soportar adicionalmente la posible acumulación de agua debida a la deflexión.

El límite de deflexión para techos indicados en la Tabla 6, no garantiza que no se produzca acumulación de agua debida a la deflexión.

**ANEXO 1
PESOS UNITARIOS**

MATERIALES	PESOS/Km ³ (Kg/m ³)
Aislamientos de:	
Corcho	2,0 (200)
Fibra de vidrio	3,0 (300)
Fibrocemento	6,0 (600)
Polietileno y poliestireno	2,0 (200)
Albanilería de:	
Adobe	18,0 (1800)
Unidades de arcilla cocida sólidas	18,0 (1800)
Unidades de arcilla cocida huecas	13,5 (1350)
Concreto Simple de:	
Cascote de ladrillo	18,0 (1800)
Grava	23,0 (2300)
Pómez	18,0 (1800)
Concreto Armado	
	Añadir 1,0 (100) al peso del concreto simple
Enlucido o Revoque de:	
Mortero de cemento	20,0 (2000)
Mortero de cal y cemento	18,5 (1850)
Mortero de cal	17,0 (1700)
Yeso	10,0 (1000)
Líquidos:	
Acetatos	9,3 (930)
Acido Murático	13,0 (1300)
Acido Nítrico	15,0 (1500)
Acido Sulfúrico	18,0 (1800)
Agua dulce	10,0 (1000)
Agua de mar	10,3 (1030)
Alcohol	8,0 (800)
Gasolina	8,7 (870)
Kerosene	8,7 (870)
Petróleo	8,7 (870)
Soda Cáustica	17,0 (1700)
Maderas:	
Cortaderas	7,5 (750)
Grupo A*	11,0 (1100)
Grupo B*	10,0 (1000)
Grupo C*	8,0 (800)
* NTE E 101 Agrupamiento de Madera para Uso Estructural	
Mampostería de:	
Bloques de Vidrio	10,0 (1000)
Caliza	24,0 (2400)
Granito	25,0 (2500)
Mármol	27,0 (2700)
Pómez	12,0 (1200)
Materiales almacenados:	
Azúcar	7,5 (750)
Basuras Domésticas	8,5 (850)
Briquetas de carbón de piedra	17,5 (1750)
Carbón de piedra	19,5 (1950)
Cebada	6,5 (650)
Cemento	14,5 (1450)
Coke	12,0 (1200)
Frutas	8,5 (850)

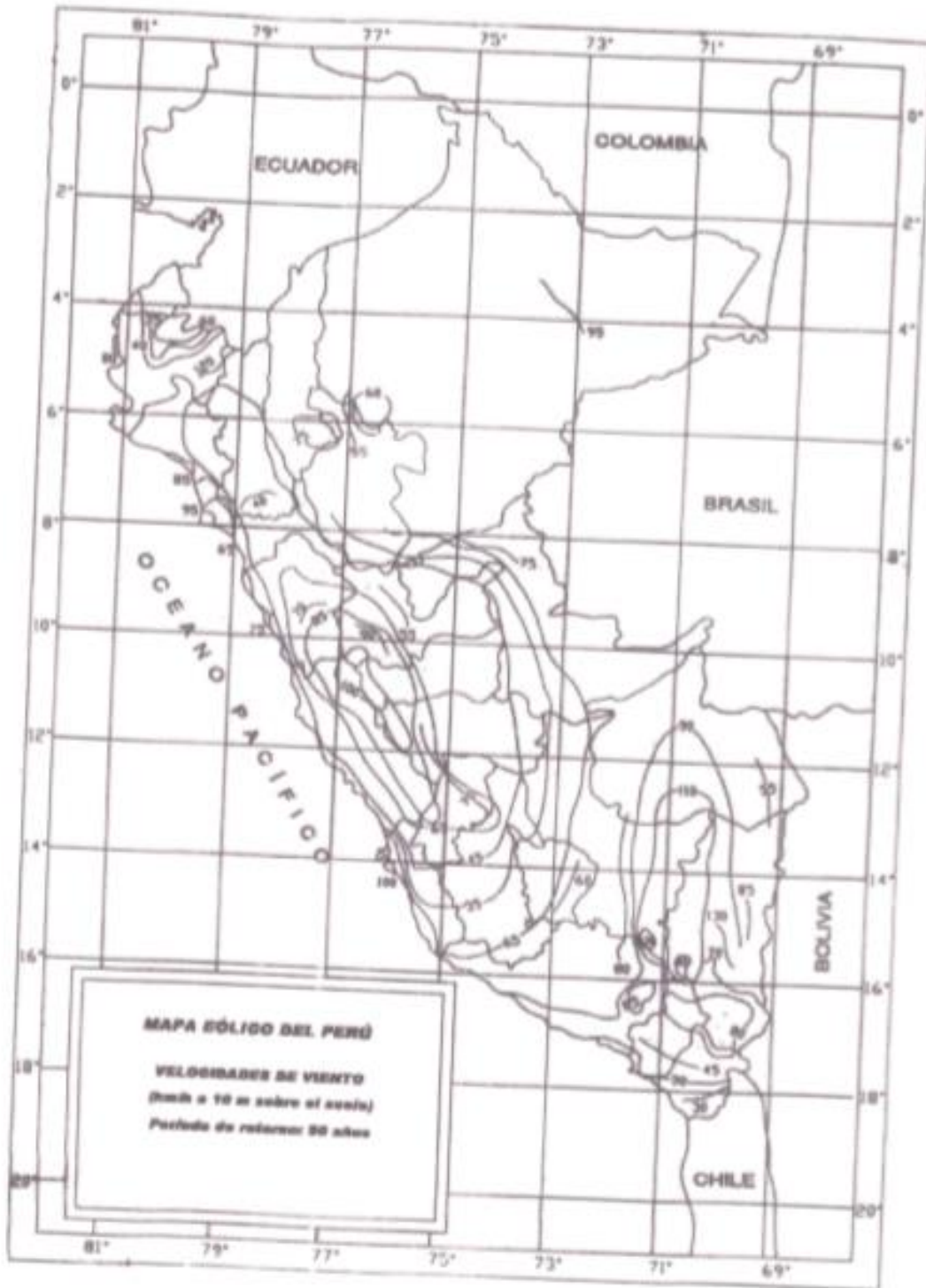
MATERIALES	PESOS/Km ³ (Kg/m ³)	
Hierro	7,5 (750)	
Hielo	9,2 (920)	
Leña	6,0 (600)	
Lignito	12,5 (1250)	
Papel	7,0 (700)	
Papel	10,0 (1000)	
Pastos secos	4,0 (400)	
Sel	10,0 (1000)	
Trigo, hules, perlas, arroz	7,5 (750)	
Turba	6,0 (600)	
Materiales amontonados:		
Arena húmeda	18,0 (1800)	
Caliza molida	18,0 (1800)	
Carburo	8,0 (800)	
Coke	5,2 (520)	
Escorias de altos hornos	15,0 (1500)	
Escorias de carbón	10,0 (1000)	
Grava y arena secas	18,0 (1800)	
Nieve fresco	1,0 (100)	
Piedra pómez	7,0 (700)	
Tierra seca	18,0 (1800)	
Tierra saturada	18,0 (1800)	
Metales:		
Acero	78,5 (7850)	
Aluminio	27,5 (2750)	
Bronce	88,0 (8800)	
Cobre	88,0 (8800)	
Estatío	74,0 (7400)	
Fundición	72,5 (7250)	
Hierro dulce	78,0 (7800)	
Latón	88,0 (8800)	
Mercuro	135,0 (13500)	
Niquel	80,0 (8000)	
Plomo	114,0 (11400)	
Zinc	69,0 (6900)	
Otros:		
Acrílicos	12,0 (1200)	
Carbón bituminoso	8,0 (800)	
Concreto asfáltico	24,0 (2400)	
Ladrillo zesteleo	16,0 (1600)	
Losetas	24,0 (2400)	
Teja artesanal	18,0 (1800)	
Teja industrial	18,0 (1800)	
Vidrios	25,0 (2500)	
Losas aligeradas armadas en una sola dirección de Concreto Armado		
Con vigueta 0,10 m de ancho y 0,40 m entre ejes.		
Espesor del aligerado (m)	Espesor de losa superior en metros	Peso propio kPa (kg/m ²)
0,17	0,05	2,8 (280)
0,20	0,05	3,0 (300)
0,25	0,05	3,3 (330)
0,30	0,05	4,2 (420)

**ANEXO 2
MAPA EÓLICO DEL PERÚ**

Este mapa sirve de guía, para establecer las velocidades básicas del viento en la zona donde se ubica la estructura; sin embargo, se debe tener en cuenta la variabilidad debida a las condiciones locales (topográficas, climáticas).

Si hubiera mediciones confiables en la zona en cuestión, podrá adoptarse la velocidad proveniente del estudio.





Difundido por: ICG - Instituto de la Construcción y Gerencia
www.construccion.org / icg@icgmail.org / Telefax : 421 - 7886



Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento

DECRETO SUPREMO
N° 003-2016-VIVIENDA

**DECRETO SUPREMO QUE MODIFICA
LA NORMA TÉCNICA E.030 "DISEÑO
SISMORRESISTENTE" DEL REGLAMENTO
NACIONAL DE EDIFICACIONES,
APROBADA POR DECRETO SUPREMO
N° 011-2006-VIVIENDA, MODIFICADA CON
DECRETO SUPREMO
N° 002-2014-VIVIENDA**

NORMAS LEGALES

SEPARATA ESPECIAL

DECRETO SUPREMO QUE MODIFICA LA NORMA TÉCNICA E.030 "DISEÑO SISMORRESISTENTE" DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, APROBADA POR DECRETO SUPREMO N° 011-2006-VIVIENDA, MODIFICADA CON DECRETO SUPREMO N° 002-2014-VIVIENDA

**DECRETO SUPREMO
N° 003-2016-VIVIENDA**

EL PRESIDENTE DE LA REPÚBLICA

CONSIDERANDO:

Que, de acuerdo a la Ley N° 30156, Ley de Organización y Funciones del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, es competencia del Ministerio formular, normar, dirigir, coordinar, ejecutar, supervisar y evaluar las políticas nacionales y sectoriales en materia de vivienda, construcción, saneamiento, urbanismo y desarrollo urbano, bienes estatales y propiedad urbana, para lo cual dicta normas de alcance nacional y supervisa su cumplimiento;

Que, el Decreto Supremo N° 015-2004-VIVIENDA, aprobó el Índice y la Estructura del Reglamento Nacional de Edificaciones, en adelante RNE, aplicable a las Habilitaciones Urbanas y a las Edificaciones, como instrumento técnico normativo que rige a nivel nacional, el cual contempla sesenta y nueve (69) Normas Técnicas;

Que, mediante Decreto Supremo N° 011-2006-VIVIENDA, se aprobaron sesenta y seis (66) Normas Técnicas del RNE, comprendidas en el referido Índice, y se constituyó la Comisión Permanente de Actualización del RNE, encargada de analizar y formular las propuestas para la actualización de las Normas Técnicas; presidiéndose que a la fecha las referidas normas han sido modificadas por sendos Decretos Supremos;

Que, es preciso señalar que con los Decretos Supremos N° 001-2010-VIVIENDA y N° 017-2012-VIVIENDA, se aprobaron dos normas técnicas adicionales, de acuerdo al Índice y a la Estructura del RNE aprobado mediante Decreto Supremo N° 015-2004-VIVIENDA, y con los Decretos Supremos N° 011-2012-VIVIENDA, N° 005-2014-VIVIENDA y N° 006-2014-VIVIENDA, se incorporaron tres nuevas normas al citado cuerpo legal;

Que, con Informe N° 001-2015-CPARNE de fecha 17 de junio de 2015, el Presidente de la Comisión Permanente de Actualización del RNE, eleva la propuesta de modificación de la Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente" del RNE, aprobada con Decreto Supremo N° 011-2006-VIVIENDA, modificada con Decreto Supremo N° 002-2014-VIVIENDA; la misma que ha sido materia de evaluación y aprobación por la mencionada Comisión conforme al Acta de aprobación de la Quincuagésima Segunda Sesión de fecha 10 de junio de 2015, que forma parte del expediente correspondiente;

Que, la propuesta normativa tiene por objeto actualizar la Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente" de acuerdo con las nuevas tecnologías en sismorresistencia y los avances científicos en el campo de la sismología, a fin de disminuir la vulnerabilidad de las edificaciones nuevas, evitar las pérdidas de vidas humanas en caso de sismos y asegurar la continuidad de los servicios básicos;

Que, conforme a lo señalado por la Comisión Permanente de Actualización del RNE, corresponde disponer la modificación de la Norma Técnica a que se refiere el considerando anterior, a fin de actualizar y complementar su contenido; y,

De conformidad con lo dispuesto en el numeral 8) del artículo 118 de la Constitución Política del Perú; el numeral 3) del artículo 11 de la Ley N° 29158, Ley Orgánica del Poder Ejecutivo; la Ley N° 30156, Ley de Organización y Funciones del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento; y el Reglamento de Organización y Funciones del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, aprobado por Decreto Supremo N° 010-2014-VIVIENDA, modificado por el Decreto Supremo N° 006-2015-VIVIENDA;

DECRETA:

Artículo 1.- Modificación de la Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente" del Reglamento Nacional de Edificaciones - RNE

Modifícase la Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente" contenida en el Numeral III.2 Estructuras,

del Título III Edificaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones - RNE, aprobada por Decreto Supremo N° 011-2006-VIVIENDA, modificada con Decreto Supremo N° 002-2014-VIVIENDA, la cual forma parte integrante del presente Decreto Supremo.

Artículo 2.- Publicación y Difusión

Públicase el presente Decreto Supremo y la Norma Técnica a que se refiere el artículo 1 de la presente norma, en el Portal Institucional del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (www.vivienda.gob.pe), el mismo día de su publicación en el Diario Oficial "El Peruano", de conformidad con lo dispuesto por el Decreto Supremo N° 001-2009-JUS.

Artículo 3.- Refrendo

El presente Decreto Supremo es refrendado por el Ministro de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

DISPOSICIÓN COMPLEMENTARIA TRANSITORIA

Única.- Normativa aplicable a proyectos de inversión pública y procedimientos administrativos en trámite

Los proyectos de inversión pública que a la fecha de la entrada en vigencia del presente Decreto Supremo, cuenten con la declaratoria de viabilidad en el marco del Sistema Nacional de Inversión Pública - SNP, y los procedimientos administrativos en los que se haya solicitado a las Municipalidades la licencia de edificación correspondiente, se rigen por la Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente" del Reglamento Nacional de Edificaciones, aprobada por Decreto Supremo N° 011-2006-VIVIENDA, modificada con Decreto Supremo N° 002-2014-VIVIENDA, hasta su conclusión.

Dado en la Casa de Gobierno, en Lima, a los veintidós días del mes de enero del año dos mil dieciséis.

OLLANTA HUMALA TASSO
Presidente de la República

FRANCISCO ADOLFO DUMLER CUYA
Ministro de Vivienda, Construcción y Saneamiento

NORMA TÉCNICA E.030

"DISEÑO SISMORRESISTENTE"

ÍNDICE

CAPÍTULO 1. GENERALIDADES

- 1.1 Nomenclatura
- 1.2 Alcances
- 1.3 Filosofía y Principios del Diseño Sismorresistente
- 1.4 Concepción Estructural Sismorresistente
- 1.5 Consideraciones Generales
- 1.6 Presentación del Proyecto

CAPÍTULO 2. PELIGRO SÍSMICO

- 2.1 Zonificación
- 2.2 Microzonificación Sísmica y Estudios de Sitio
- 2.3 Condiciones Geotécnicas
- 2.4 Parámetros de Sitio (S , T_s y T_d)
- 2.5 Factor de Amplificación Sísmica (C)

CAPÍTULO 3 CATEGORÍA, SISTEMA ESTRUCTURAL Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES

- 3.1 Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso (U)
- 3.2 Sistemas Estructurales
- 3.3 Categoría y Sistemas Estructurales
- 3.4 Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R_b)
- 3.5 Regularidad Estructural
- 3.6 Factores de Irregularidad (I_x , I_y)
- 3.7 Restricciones a la Irregularidad
- 3.8 Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas,

R

3.9 Sistemas de Aislamiento Sísmico y Sistemas de Disipación de Energía

CAPÍTULO 4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

- 4.1 Consideraciones Generales para el Análisis
 4.2 Modelos para el Análisis
 4.3 Estimación del Peso (P)
 4.4 Procedimientos de Análisis Sísmico
 4.5 Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes
 4.6 Análisis Dinámico Modal Espectral
 4.7 Análisis Dinámico Tiempo - Historia

CAPÍTULO 5 REQUISITOS DE RIGIDEZ, RESISTENCIA Y DUCTILIDAD

- 5.1 Determinación de Desplazamientos Laterales
 5.2 Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles
 5.3 Separación entre Edificios (s)
 5.4 Redundancia
 5.5 Verificación de Resistencia Última

CAPÍTULO 6 ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES, APÉNDICES Y EQUIPOS

- 6.1 Generalidades
 6.2 Responsabilidad Profesional
 6.3 Fuerzas de Diseño
 6.4 Fuerza Horizontal Mínima
 6.5 Fuerzas Sísmicas Verticales
 6.6 Elementos no Estructurales Localizados en la Base de la Estructura, por Debajo de la Base y Cercos
 6.7 Otras Estructuras
 6.8 Diseño Utilizando el Método de los Esfuerzos Admisibles

CAPÍTULO 7 CIMENTACIONES

- 7.1 Generalidades
 7.2 Capacidad Portante
 7.3 Momento de Volteo
 7.4 Cimentaciones sobre suelos flexibles o de baja capacidad portante

CAPÍTULO 8 EVALUACIÓN, REPARACIÓN Y REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS

- 8.1 Evaluación de estructuras después de un sismo
 8.2 Reparación y reforzamiento

CAPÍTULO 9 INSTRUMENTACIÓN

- 9.1 Estaciones Acelerométricas
 9.2 Requisitos para su Ubicación
 9.3 Mantenimiento
 9.4 Disponibilidad de Datos

ANEXOS

ANEXO N° 1 ZONIFICACIÓN SÍSMICA

ANEXO N° 2 PROCEDIMIENTO SUGERIDO PARA LA DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES SÍSMICAS

CAPÍTULO 1. GENERALIDADES

1.1 Nomenclatura

Para efectos de la presente Norma Técnica, se consideran las siguientes nomenclaturas:

- C Factor de amplificación sísmica.
 C_s Coeficiente para estimar el período fundamental de un edificio.
 d Desplazamientos laterales del centro de masa del nivel i en traslación pura (restringiendo los giros en planta) debido a las fuerzas f_x .

e Excentricidad accidental en el nivel i .

F_x Fuerza sísmica horizontal en el nivel i .

g Aceleración de la gravedad.

h Altura del nivel i con relación al nivel del terreno.

h_u Altura del entrepiso i .

h_t Altura total de la edificación en metros.

M_i Momento torsor accidental en el nivel i .

m Número de modos usados en la combinación modal.

n Número de pisos del edificio.

P Peso total de la edificación.

P_i Peso del nivel i .

R Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas.

r Respuesta estructural máxima elástica esperada.

r_i Respuestas elásticas máximas correspondientes al modo i .

S Factor de amplificación del suelo.

S_s Espectro de pseudo aceleraciones.

T Período fundamental de la estructura para el análisis estático o período de un modo en el análisis dinámico.

T_p Período que define la plataforma del factor C .

T_c Período que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante.

U Factor de uso o importancia.

V Fuerza cortante en la base de la estructura.

Z Factor de zona.

R_s Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas.

I_s Factor de irregularidad en altura.

I_p Factor de irregularidad en planta.

f Fuerza lateral en el nivel i .

v_p Velocidad promedio de propagación de las ondas de corte.

N_{50} Promedio ponderado de los ensayos de penetración estándar.

S_u Promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada.

1.2 Alcances

Esta Norma establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios señalados en numeral 1.3.

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 el numeral 3.2, 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.

1.3 Filosofía y Principios del Diseño Sismorresistente

La filosofía del Diseño Sismorresistente consiste en:

- a. Evitar pérdida de vidas humanas.
- b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- c. Minimizar los daños a la propiedad.

Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. En concordancia con tal filosofía se establecen en la presente Norma los siguientes principios:

- a. La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.
- b. La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.
- c. Para las edificaciones esenciales, definidas en la Tabla N° 5, se tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.

1.4 Concepción Estructural Sismorresistente

Debe tomarse en cuenta la importancia de los siguientes aspectos:

- Simetría, tanto en la distribución de masas como de rigideces.
- Peso mínimo, especialmente en los pisos altos.
- Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- Resistencia adecuada frente a las cargas laterales.
- Continuidad estructural, tanto en planta como en elevación.
- Ductilidad, entendida como la capacidad de deformación de la estructura más allá del rango elástico.
- Deformación lateral limitada.
- Inclusión de líneas sucesivas de resistencia (redundancia estructural).
- Consideración de las condiciones locales.
- Buena práctica constructiva y supervisión estructural rigurosa.

1.5 Consideraciones Generales

Toda edificación y cada una de sus partes serán diseñadas y construidas para resistir las sollicitaciones sísmicas prescritas en esta Norma, siguiendo las especificaciones de las normas pertinentes a los materiales empleados.

No es necesario considerar simultáneamente los efectos de sismo y viento.

Deberá considerarse el posible efecto de los tabiques, parapetos y otros elementos adosados en el comportamiento sísmico de la estructura. El análisis, el detallado del refuerzo y anclaje deberá hacerse acorde con esta consideración.

En concordancia con los principios de diseño sismorresistente del numeral 1.3, se acepta que las edificaciones tengan incursiones inelásticas frente a sollicitaciones sísmicas severas. Por tanto, las fuerzas sísmicas de diseño son una fracción de la sollicitación sísmica máxima elástica.

1.6 Presentación del Proyecto

Los planos, memoria descriptiva y especificaciones técnicas del proyecto estructural, deberán estar firmados por el ingeniero civil colegiado responsable del diseño, quien será el único autorizado para aprobar cualquier modificación a los mismos.

Los planos del proyecto estructural deberán incluir la siguiente información:

- a. Sistema estructural sismorresistente.
- b. Período fundamental de vibración en ambas direcciones principales.
- c. Parámetros para definir la fuerza sísmica o el espectro de diseño.
- d. Fuerza cortante en la base empleada para el diseño, en ambas direcciones.

- e. Desplazamiento máximo del último nivel y el máximo desplazamiento relativo de entrepiso.
- f. La ubicación de las estaciones acelerométricas, si éstas se requieren conforme al Capítulo 9.

CAPÍTULO 2. PELIGRO SÍSMICO

2.1 Zonificación

El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la Figura N° 1. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica. El Anexo N° 1 contiene el listado de las provincias y distritos que corresponden a cada zona.



FIGURA N° 1

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla N° 1. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

2.2 Microzonificación Sísmica y Estudios de Sitio

2.2.1 Microzonificación Sísmica

Son estudios multidisciplinarios que investigan los efectos de sismos y fenómenos asociados como licuación

de suelos, deslizamientos, tsunamis y otros, sobre el área de interés. Los estudios suministran información sobre la posible modificación de las acciones sísmicas por causa de las condiciones locales y otros fenómenos naturales, así como las limitaciones y exigencias que como consecuencia de los estudios se considere para el diseño, construcción de edificaciones y otras obras.

Para los siguientes casos podrán ser considerados los resultados de los estudios de microzonificación correspondientes:

- Áreas de expansión de ciudades.
- Reconstrucción de áreas urbanas destruidas por sismos y fenómenos asociados.

2.2.2 Estudios de Sitio

Son estudios similares a los de microzonificación, aunque no necesariamente en toda su extensión. Estos estudios están limitados al lugar del proyecto y suministran información sobre la posible modificación de las acciones sísmicas y otros fenómenos naturales por las condiciones locales. Su objetivo principal es determinar los parámetros de diseño.

Los estudios de sitio deberán realizarse, entre otros casos, en grandes complejos industriales, industria de explosivos, productos químicos inflamables y contaminantes.

No se considerarán parámetros de diseño inferiores a los indicados en esta Norma.

2.3 Condiciones Geotécnicas

2.3.1 Perfiles de Suelo

Para los efectos de esta Norma, los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte (\bar{V}_s), o alternativamente, para suelos granulares, el promedio ponderado de los N_{60} obtenidos mediante un ensayo de penetración estándar (SPT), o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada (\bar{S}_u) para suelos cohesivos. Estas propiedades deben determinarse para los 30 m superiores del perfil de suelo medidos desde el nivel del fondo de cimentación, como se indica en el numeral 2.3.2.

Para los suelos predominantemente granulares, se calcula N_{60} considerando solamente los espesores de cada uno de los estratos granulares. Para los suelos predominantemente cohesivos, la resistencia al corte en condición no drenada \bar{S}_u se calcula como el promedio ponderado de los valores correspondientes a cada estrato cohesivo.

Este método también es aplicable si se encuentran suelos heterogéneos (cohesivos y granulares). En tal caso, si a partir de N_{60} para los estratos con suelos granulares y de \bar{S}_u para los estratos con suelos cohesivos se obtienen clasificaciones de sitio distintas, se toma la que corresponde al tipo de perfil más flexible.

Los tipos de perfiles de suelos son cinco:

a. Perfil Tipo S_1 : Roca Dura

A este tipo corresponden las rocas sanas con velocidad de propagación de ondas de corte \bar{V}_s mayor que 1500 m/s. Las mediciones deberán corresponder al sitio del proyecto o a perfiles de la misma roca en la misma formación con igual o mayor intemperismo o fracturas. Cuando se conoce que la roca dura es continua hasta una profundidad de 30 m, las mediciones de la velocidad de las ondas de corte superficialmente pueden ser usadas para estimar el valor de \bar{V}_s .

b. Perfil Tipo S_2 : Roca o Suelos Muy Rígidos

A este tipo corresponden las rocas con diferentes grados de fracturación, de macizos homogéneos y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte \bar{V}_s entre 500 m/s y 1500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Roca fracturada, con una resistencia a la compresión no confinada q_u mayor o igual que 500 kPa (5 kg/cm²).
- Arena muy densa o grava arenosa densa, con N_{60} mayor que 50.

- Arcilla muy compacta (de espesor menor que 20 m), con una resistencia al corte en condición no drenada \bar{S}_u mayor que 100 kPa (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

c. Perfil Tipo S_3 : Suelos Intermedios

A este tipo corresponden los suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte \bar{V}_s entre 180 m/s y 500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Arena densa, gruesa a media, o grava arenosa medianamente densa, con valores del SPT N_{60} entre 15 y 50.

- Suelo cohesivo compacto, con una resistencia al corte en condiciones no drenada \bar{S}_u entre 50 kPa (0,5 kg/cm²) y 100 kPa (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

d. Perfil Tipo S_4 : Suelos Blandos

Corresponden a este tipo los suelos flexibles con velocidades de propagación de onda de corte \bar{V}_s menor o igual a 180 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Arena media a fina, o grava arenosa, con valores del SPT N_{60} menor que 15.

- Suelo cohesivo blando, con una resistencia al corte en condición no drenada \bar{S}_u entre 25 kPa (0,25 kg/cm²) y 50 kPa (0,5 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

- Cualquier perfil que no correspondan al tipo S_1 y que tenga más de 3 m de suelo con las siguientes características: índice de plasticidad P mayor que 20, contenido de humedad w mayor que 40%, resistencia al corte en condición no drenada \bar{S}_u menor que 25 kPa.

e. Perfil Tipo S_5 : Condiciones Excepcionales

A este tipo corresponden los suelos excepcionalmente flexibles y los sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas son particularmente desfavorables, en los cuales se requiere efectuar un estudio específico para el sitio. Sólo será necesario considerar un perfil tipo S_5 cuando el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) así lo determine.

La Tabla N° 2 resume valores típicos para los distintos tipos de perfiles de suelo:

Perfil	\bar{V}_s	N_{60}	\bar{S}_u
S_1	> 1500 m/s	-	-
S_2	500 m/s a 1500 m/s	> 50	> 100 kPa
S_3	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S_4	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S_5	Clasificación basada en el EMS		

2.3.2 Definición de los Perfiles de Suelo

Las expresiones de este numeral se aplicarán a los 30 m superiores del perfil de suelo, medidos desde el nivel del fondo de cimentación. El subíndice i se refiere a uno cualquiera de los n estratos con distintas características, m se refiere al número de estratos con suelos granulares y k al número de estratos con suelos cohesivos.

a. Velocidad Promedio de las Ondas de Corte, \bar{V}_s

La velocidad promedio de propagación de las ondas de corte se determinará con la siguiente fórmula:

$$\bar{V}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{d_i}{V_{s_i}} \right)}$$

donde d es el espesor de cada uno de los n estratos y V_{si} es la correspondiente velocidad de ondas de corte (m/s).

b. Promedio Ponderado del Ensayo Estándar de Penetración, N_{eq}

El valor N_{eq} se calculará considerando solamente los estratos con suelos granulares en los 30 m superiores del perfil:

$$N_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{d_i}{N_{si}} \right)}$$

Donde d es el espesor de cada uno de los m estratos con suelo granular y N_{si} es el correspondiente valor corregido del SPT.

c. Promedio Ponderado de la Resistencia al Corte en Condición no Drenada, S_u

El valor S_u se calculará considerando solamente los estratos con suelos cohesivos en los 30 m superiores del perfil:

$$S_u = \frac{\sum_{i=1}^k d_i}{\sum_{i=1}^k \left(\frac{d_i}{S_{u,i}} \right)}$$

Donde d es el espesor de cada uno de los k estratos con suelo cohesivo y S_u es la correspondiente resistencia al corte en condición no drenada (kPa).

Consideraciones Adicionales:

En los casos en los que no sea obligatorio realizar un Estado de Mecánica de Suelos (EMS) o cuando no se disponga de las propiedades del suelo hasta la profundidad de 30 m, se permite que el profesional responsable estime valores adecuados sobre la base de las condiciones geotécnicas conocidas.

En el caso de estructuras con cimentaciones profundas a base de pilotes, el perfil de suelo será el que corresponda a los estratos en los 30 m por debajo del extremo superior de los pilotes.

2.4 Parámetros de Sitio (S , T_p y T_i)

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los periodos T_p y T_i dados en las Tablas N° 3 y N° 4.

ZONA \ SUELO	FACTOR DE SUELO "S"			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
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	1,60	2,00

	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _i (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

2.5 Factor de Amplificación Sísmica (C)

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

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

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

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

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

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

CAPÍTULO 3 CATEGORÍA, SISTEMA ESTRUCTURAL Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES

3.1 Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso (U)

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla N° 5. El factor de uso o importancia (U), definido en la Tabla N° 5 se usará según la clasificación que se haga. Para edificios con aislamiento sísmico en la base se podrá considerar U = 1.

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A	A1: Establecimientos de salud 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 cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, 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. Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. Se incluyen 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

Tabla N° 5
CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
B	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonio valioso como museos y bibliotecas. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C	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	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Nota 1: Las nuevas edificaciones de categoría A1 tendrán aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable podrá decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U será como mínimo 1,5.

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

3.2 Sistemas Estructurales

3.2.1 Estructuras de Concreto Armado

Todo los elementos de concreto armado que conforman el sistema estructural sismorresistente deberán cumplir con lo previsto en el Capítulo 21 "Disposiciones especiales para el diseño sísmico" de la Norma Técnica E.060 Concreto Armado del RNE.

Pórticos. Por lo menos el 80 % de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. En caso se tengan muros estructurales, éstos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez.

Muros Estructurales. Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70 % de la fuerza cortante en la base.

Dual. Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros está entre 20 % y 70 % del cortante en la base del edificio. Los pórticos deberán ser diseñados para resistir por lo menos 30 % de la fuerza cortante en la base.

Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL). Edificaciones que se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad está dada por muros de concreto armado de espesores reducidos, en los que se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola capa.

Con este sistema se puede construir como máximo ocho pisos.

3.2.2 Estructuras de Acero

Los Sistemas que se indican a continuación forman parte del Sistema Estructural Resistente a Sismos.

Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)
Estos pórticos deberán proveer una significativa capacidad de deformación inelástica a través de la fluencia por flexión de las vigas y limitada fluencia en las zonas de panel de las columnas. Las columnas deberán ser diseñadas para tener una resistencia mayor que las vigas cuando estas incursionan en la zona de endurecimiento por deformación.

Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)

Estos pórticos deberán proveer una limitada capacidad de deformación inelástica en sus elementos y conexiones.

Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)
Estos pórticos deberán proveer una mínima capacidad de deformación inelástica en sus elementos y conexiones.

Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)

Estos pórticos deberán proveer una significativa capacidad de deformación inelástica a través de la resistencia post-pandeo en los arriostres en compresión y fluencia en los arriostres en tracción.

Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)

Estos pórticos deberán proveer una limitada capacidad de deformación inelástica en sus elementos y conexiones.

Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)

Estos pórticos deberán proveer una significativa capacidad de deformación inelástica principalmente por fluencia en flexión o corte en la zona entre arriostres.

3.2.3 Estructuras de Albañilería

Edificaciones cuyos elementos sismorresistentes son muros a base de albañilería de arcilla o concreto. Para efectos de esta Norma no se hace diferencia entre estructuras de albañilería confinada o armada.

3.2.4 Estructuras de Madera

Se consideran en este grupo las edificaciones cuyos elementos resistentes son principalmente a base de madera. Se incluyen sistemas entramados y estructuras arriostradas tipo poste y viga.

3.2.5 Estructuras de Tierra

Son edificaciones cuyos muros son hechos con unidades de albañilería de tierra o tierra espionada in situ.

3.3 Categoría y Sistemas Estructurales

De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta deberá proyectarse empleando el sistema estructural que se indica en la Tabla N° 6 y respetando las restricciones a la irregularidad de la Tabla N° 10.

Tabla N° 6
CATEGORÍA Y SISTEMA ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES

Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada.
A2 (*)	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada.
	1	Cualquier sistema.

Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF.
		Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Estructuras de madera.
	1	Cualquier sistema.
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema.

(*) Para pequeñas construcciones rurales, como escuelas y postas médicas, se podrá usar materiales tradicionales siguiendo las recomendaciones de las normas correspondientes a dichos materiales.

3.4 Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R_b)

Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sísmorresistente en cada dirección de análisis, tal como se indica en la Tabla N° 7.

Cuando en la dirección de análisis, la edificación presente más de un sistema estructural, se tomará el menor coeficiente R_b que corresponda.

Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción R_b (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excentricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

(*) Estos coeficientes se aplicarán únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido.

Para construcciones de tierra debe remitirse a la Norma E.080 "Adobe" del RNE. Este tipo de construcciones no se recomienda en suelos S_1 , ni se permite en suelos S_2 .

3.5 Regularidad Estructural

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares para los fines siguientes:

- Cumplir las restricciones de la Tabla N° 10.
- Establecer los procedimientos de análisis.
- Determinar el coeficiente R de reducción de fuerzas sísmicas.

Estructuras Regulares son las que en su configuración resistente a cargas laterales, no presentan las irregularidades indicadas en las Tablas N° 8 y N° 9.

En estos casos, el factor I_x o I_y será igual a 1,0.

Estructuras Irregulares son aquellas que presentan una o más de las irregularidades indicadas en las Tablas N° 8 y N° 9.

* 3.6 Factores de Irregularidad (I_x, I_y)

El factor I_x se determinará como el menor de los valores de la Tabla N° 8 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en altura en las dos direcciones de análisis. El factor I_y se determinará como el menor de los valores de la Tabla N° 9 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en planta en las dos direcciones de análisis.

Si al aplicar las Tablas N° 8 y 9 se obtuvieran valores distintos de los factores I_x o I_y para las dos direcciones de análisis, se deberá tomar para cada factor el menor valor entre los obtenidos para las dos direcciones.

Tabla N° 8 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad I_x
Irregularidad de Rigidez - Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.	0,75
Irregularidades de Resistencia - Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.	
Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10) Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,8 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.	0,50
Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.	
Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.1, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.	0,90
Irregularidad Geométrica Vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.	0,90
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.	0,80

Tabla N° 8 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad I_v
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ver Tabla N° 10) Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supera el 25 % de la fuerza cortante total.	0,80
Tabla N° 9 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad I_p
Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δ_{acc}), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga ($\Delta_{c,w}$). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.	0,75
Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δ_{acc}), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga ($\Delta_{c,w}$). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.	0,60
Esquinas Entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.	0,90
Discontinuidad del Diafragma La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas, o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.	0,85
Sistemas no Paralelos Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.	0,90

3.7 Restricciones a la Irregularidad

3.7.1 Categoría de la Edificación e Irregularidad

De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta deberá proyectarse respetando las restricciones a la irregularidad de la Tabla N° 10.

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

3.7.2 Sistemas de Transferencia

Los sistemas de transferencia son estructuras de losas y vigas que transmiten las fuerzas y momentos desde elementos verticales discontinuos hacia otros del piso inferior.

En las zonas sísmicas 4, 3 y 2 no se permiten estructuras con sistema de transferencia en los que más del 25 % de las cargas de gravedad o de las cargas sísmicas en cualquier nivel sean soportadas por elementos verticales que no son continuos hasta la orientación. Esta disposición no se aplica para el último entrepiso de las edificaciones.

3.8 Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas, R

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará como el producto del coeficiente R_c determinado a partir de la Tabla N° 7 y de los factores I_v e I_p obtenidos de las Tablas N° 8 y N° 9.

$$R = R_c \cdot I_v \cdot I_p$$

3.9 Sistemas de Aislamiento Sísmico y Sistemas de Disipación de Energía

Se permite la utilización de sistemas de aislamiento sísmico o de sistemas de disipación de energía en la edificación, siempre y cuando se cumplan las disposiciones de esta Norma (mínima fuerza cortante en la base, distorsión de entrepiso máxima permisible), y en la medida que sean aplicables los requisitos del documento siguiente:

"Minimum Design Loads for Building and Other Structures", ASCE/SEI 7-10, Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2010.

La instalación de sistemas de aislamiento sísmico o de sistemas de disipación de energía deberá someterse a una supervisión técnica especializada a cargo de un ingeniero civil.

CAPÍTULO 4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4.1 Consideraciones Generales para el Análisis

Para estructuras regulares, el análisis podrá hacerse considerando que el total de la fuerza sísmica actúa independientemente en dos direcciones ortogonales predominantes. Para estructuras irregulares deberá suponerse que la acción sísmica ocurre en la dirección que resulte más desfavorable para el diseño.

Las sollicitaciones sísmicas verticales se considerarán en el diseño de los elementos verticales, en elementos horizontales de gran luz, en elementos post o pre tensionados y en los voladizos o salientes de un edificio. Se considera que la fuerza sísmica vertical actúa en los elementos simultáneamente con la fuerza sísmica horizontal y en el sentido más desfavorable para el análisis.

4.2 Modelos para el Análisis

El modelo para el análisis deberá considerar una distribución espacial de masas y rigideces que sean adecuadas para calcular los aspectos más significativos del comportamiento dinámico de la estructura.

Para propósitos de esta Norma las estructuras de concreto armado y albañilería podrán ser analizadas considerando las masas de las secciones brutas, ignorando la fisuración y el refuerzo.

Para edificios en los que se pueda razonablemente suponer que los sistemas de piso funcionan como diafragmas rígidos, se podrá usar un modelo con masas concentradas y tres grados de libertad por diafragma, asociados a dos componentes ortogonales de traslación horizontal y una rotación. En tal caso, las deformaciones de los elementos deberán compatibilizarse mediante la condición de diafragma rígido y la distribución en planta de las fuerzas horizontales deberá hacerse en función a las rigideces de los elementos resistentes.

Deberá verificarse que los diafragmas tengan la rigidez y resistencia, suficientes para asegurar la distribución antes mencionada, en caso contrario, deberá tomarse en cuenta su flexibilidad para la distribución de las fuerzas sísmicas.

El modelo estructural deberá incluir la tabiquería que no esté debidamente aislada.

Para los pisos que no constituyan diafragmas rígidos, los elementos resistentes serán diseñados para las fuerzas horizontales que directamente les corresponde.

En los edificios cuyos elementos estructurales predominantes sean muros, se deberá considerar un modelo que tome en cuenta la interacción entre muros en direcciones perpendiculares (muros en H, muros en T y muros en L).

4.3 Estimación del Peso (P)

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva.
- En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25 % de la carga viva.
- En depósitos, el 80 % del peso total que es posible almacenar.
- En azoteas y techos en general se tomará el 25 % de la carga viva.
- En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100 % de la carga que puede contener.

4.4 Procedimientos de Análisis Sísmico

Deberá utilizarse uno de los procedimientos siguientes:

- Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes (numeral 4.5).
- Análisis dinámico modal espectral (numeral 4.6).

El análisis se hará considerando un modelo de comportamiento lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas.

El procedimiento de análisis dinámico tiempo - historia, descrito en el numeral 4.7, podrá usarse con fines de verificación, pero en ningún caso será exigido como sustituto de los procedimientos indicados en los numerales 4.5 y 4.6.

4.5 Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes

4.5.1 Generalidades

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación.

Podrán analizarse mediante este procedimiento todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, las estructuras clasificadas como regulares según el numeral 3.5 de no más de 30 m de altura y las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares.

4.5.2 Fuerza Cortante en la Base

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

$$V = \frac{F \cdot U \cdot C \cdot S}{s} \cdot P$$

El valor de C/R no deberá considerarse menor que:

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

4.5.3 Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i , correspondientes a la dirección considerada, se calcularán mediante:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

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

Donde n es el número de pisos del edificio, k es un exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a:

- Para T menor o igual a 0,5 segundos: $k = 1,0$.
- Para T mayor que 0,5 segundos: $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$.

4.5.4 Periodo Fundamental de Vibración

El periodo fundamental de vibración para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Donde:

$C_T = 35$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

- Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
- Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

$C_T = 45$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

- Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
- Pórticos de acero arriostrados.

$C_T = 60$ Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

Alternativamente podrá usarse la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n f_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum_{i=1}^n f_i \cdot d_i}}$$

Donde:

- f_i es la fuerza lateral en el nivel i correspondiente a una distribución en altura semejante a la del primer modo en la dirección de análisis.

- d_i es el desplazamiento lateral del centro de masa del nivel i en traslación pura (restringiendo los giros en planta) debido a las fuerzas f_i . Los desplazamientos se calcularán suponiendo comportamiento lineal elástico de la estructura y, para el caso de estructuras de concreto armado y de albañilería, considerando las secciones sin fisurar.

Cuando el análisis no considere la rigidez de los elementos no estructurales, el periodo fundamental T deberá tomarse como 0.85 del valor obtenido con la fórmula precedente.

4.5.6 Excentricidad Accidental

Para estructuras con diafragmas rígidos, se supondrá que la fuerza en cada nivel (F) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse además de la excentricidad propia de la estructura el efecto de excentricidades accidentales (en cada dirección de análisis) como se indica a continuación:

a) En el centro de masas de cada nivel, además de la fuerza lateral estática actuante, se aplicará un momento torsor accidental (M_e) que se calcula como:

$$M_e = \pm F_e \cdot e$$

Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel (e), se considerará como 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

b) Se puede suponer que las condiciones más desfavorables se obtienen considerando las excentricidades accidentales con el mismo signo en todos los niveles. Se considerarán únicamente los incrementos de las fuerzas horizontales no así las disminuciones.

4.5.6 Fuerzas Sísmicas Verticales

La fuerza sísmica vertical se considerará como una fracción del peso igual a $2/3 Z - U - S$.

En elementos horizontales de grandes luces, incluyendo volados, se requerirá un análisis dinámico con los espectros definidos en el numeral 4.6.2.

4.6 Análisis Dinámico Modal Espectral

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral según lo especificado en este numeral.

4.6.1 Modos de Vibración

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

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

4.6.2 Aceleración Espectral

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

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

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los $2/3$ del espectro empleado para las direcciones horizontales.

4.6.3 Criterios de Combinación

Mediante los criterios de combinación que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima elástica esperada (r) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

La respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r) podrá determinarse

usando la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo.

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i \cdot \rho_{ij} \cdot r_j}$$

Donde r representa las respuestas modales, desplazamientos o fuerzas. Los coeficientes de correlación están dados por:

$$\rho_{ij} = \frac{8 \beta^2 (1 + \lambda) \lambda^{1/2}}{(1 - \lambda^2)^2 + 4 \beta^2 \lambda (1 + \lambda)^2} \quad \lambda = \frac{\omega_i}{\omega_j}$$

β , fracción del amortiguamiento crítico, que se puede suponer constante para todos los modos igual a 0.05

ω_i, ω_j son las frecuencias angulares de los modos i, j

Alternativamente, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la siguiente expresión:

$$r = 0.25 \cdot \sum_{i=1}^n r_i + 0.75 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^n r_i^2}$$

4.6.4 Fuerza Cortante Mínima

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado según el numeral 4.5 para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

4.6.5 Excentricidad Accidental (Efectos de Torsión)

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

4.7 Análisis Dinámico Tiempo - Historia

El análisis dinámico tiempo - historia podrá emplearse como un procedimiento complementario a los especificados en los numerales 4.5 y 4.6.

En este tipo de análisis deberá utilizarse un modelo matemático de la estructura que considere directamente el comportamiento histerético de los elementos, determinándose la respuesta frente a un conjunto de aceleraciones del terreno mediante integración directa de las ecuaciones de equilibrio.

4.7.1 Registros de Aceleración

Para el análisis se usarán como mínimo tres conjuntos de registros de aceleraciones del terreno, cada uno de los cuales incluirá dos componentes en direcciones ortogonales.

Cada conjunto de registros de aceleraciones del terreno consistirá en un par de componentes de aceleración horizontal, elegidas y escaladas de eventos individuales. Las historias de aceleración serán obtenidas de eventos cuyas magnitudes, distancia a las fallas, y mecanismos de fuente sean consistentes con el máximo sismo considerado. Cuando no se cuente con el número requerido de registros apropiados, se podrán usar registros simulados para alcanzar el número total requerido.

Para cada par de componentes horizontales de movimiento del suelo, se construirá un espectro de pseudo aceleraciones tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) de los valores espectrales calculados para cada componente por separado, con 5 % de amortiguamiento. Ambas componentes se escalarán por un mismo factor, de modo que en el rango de periodos entre $0.2 T$ y $1.5 T$ (siendo T el periodo fundamental),

el promedio de los valores espectrales SRSS obtenidos para los distintos juegos de registros no sea menor que la ordenada correspondiente del espectro de diseño, calculada según el numeral 4.6.2 con $R = 1$.

Para la generación de registros simulados deberán considerarse los valores de C , definidos en el numeral 2.5, excepto para la zona de periodos muy cortos ($T < 0,2 T_s$) en la que se considerará:

$$T < 0,2 T_s \quad C = 1 + 7,5 \cdot \left(\frac{T}{T_s}\right)$$

4.7.2 Modelo para el Análisis

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

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

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

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

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

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

4.7.3 Tratamiento de Resultados

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

Las distorsiones máximas de entrepiso no deberán exceder de 1,25 veces de los valores indicados en la Tabla N° 11.

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

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

CAPÍTULO 5 REQUISITOS DE RIGIDEZ, RESISTENCIA Y DUCTILIDAD

5.1 Determinación de Desplazamientos Laterales

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se considerarán los valores mínimos de C/R indicados en el numeral 4.5.2 ni el cortante mínimo en la base especificado en el numeral 4.6.4.

5.2 Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según el numeral 5.1, no deberá exceder la

fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la Tabla N° 11.

Material Predominante	(Δ_s / h_m)
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Nota: Los límites de la distorsión (deriva) para estructuras de uso industrial serán establecidos por el proyectista, pero en ningún caso excederán el doble de los valores de esta Tabla.

5.3 Separación entre Edificios (s)

Toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas, desde el nivel del terreno natural, una distancia mínima s para evitar el contacto durante un movimiento sísmico.

Esta distancia no será menor que los 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes ni menor que:

$$s = 0,006 h \geq 0,03 \text{ m}$$

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

El edificio se retirará de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, o con edificaciones, distancias no menores de 2/3 del desplazamiento máximo calculado según el numeral 5.1 ni menores que $s/2$ si la edificación existente cuenta con una junta sísmica reglamentaria.

En caso de que no exista la junta sísmica reglamentaria, el edificio deberá separarse de la edificación existente el valor de $s/2$ que le corresponde más el valor $s/2$ de la estructura vecina.

5.4 Redundancia

Cuando sobre un solo elemento de la estructura, muro o pórtico, actúa una fuerza de 30 % o más del total de la fuerza cortante horizontal en cualquier entrepiso, dicho elemento deberá diseñarse para el 125 % de dicha fuerza.

5.5 Verificación de Resistencia Última

En caso se realice un análisis de la resistencia última se podrá utilizar las especificaciones del ASCE/SEI 41 SEISMIC REHABILITATION OF EXISTING BUILDINGS. Esta disposición no constituye una exigencia de la presente Norma.

CAPÍTULO 6 ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES, APÉNDICES Y EQUIPOS

6.1 Generalidades

Se consideran como elementos no estructurales aquellos que, estando conectados o no al sistema resistente a fuerzas horizontales, aportan masa al sistema pero su aporte a la rigidez no es significativo.

Para los elementos no estructurales que estén unidos al sistema estructural sismorresistente y deban acompañar la deformación de la estructura deberá asegurarse que en caso de falla no causen daños.

Dentro de los elementos no estructurales que deben tener adecuada resistencia y rigidez para acciones sísmicas se incluyen:

- Cercos, tabiques, parapetos, paneles prefabricados.
- Elementos arquitectónicos y decorativos entre ellos cielos rasos, enchapes.

- Vidrios y muro cortina.
- Instalaciones hidráulicas y sanitarias.
- Instalaciones eléctricas.
- Instalaciones de gas.
- Equipos mecánicos.
- Mobiliario cuya inestabilidad signifique un riesgo.

6.2 Responsabilidad Profesional

Los profesionales que elaboran los diferentes proyectos serán responsables de proveer a los elementos no estructurales la adecuada resistencia y rigidez para acciones sísmicas.

6.3 Fuerzas de Diseño

Los elementos no estructurales, sus anclajes, y sus conexiones deberán diseñarse para resistir una fuerza sísmica horizontal en cualquier dirección (F) asociada a su peso (P_x), cuya resultante podrá suponerse aplicada en el centro de masas del elemento, tal como se indica a continuación:

$$F = \frac{a_x}{g} \cdot C_1 \cdot P_x$$

Donde a_x es la aceleración horizontal en el nivel donde el elemento no estructural está soportado, o anclado, al sistema estructural de la edificación. Esta aceleración depende de las características dinámicas del sistema estructural de la edificación y debe evaluarse mediante un análisis dinámico de la estructura.

Alternativamente podrá utilizarse la siguiente ecuación:

$$F = \frac{F_1}{P_1} \cdot C_1 \cdot P_x$$

Donde F es la fuerza lateral en el nivel donde se apoya o se ancla el elemento no estructural calculada de acuerdo al numeral 4.5 y P_x el peso de dicho nivel.

Los valores de C_1 se tomarán de la Tabla N° 12.

Para calcular las solicitaciones de diseño en muros, tabiques, parapetos y en general elementos no estructurales con masa distribuida, la fuerza F se convertirá en una carga uniformemente distribuida por unidad de área. Para muros y tabiques soportados horizontalmente en dos niveles consecutivos, se tomará el promedio de las aceleraciones de los dos niveles.

Tabla N° 12 VALORES DE C_1	
- Elementos que al fallar puedan precipitarse fuera de la edificación y cuya falla entrañe peligro para personas u otras estructuras.	3,0
- Muros y tabiques dentro de una edificación.	2,0
- Tanques sobre la azotea, casa de máquinas, pérgolas, parapetos en la azotea.	3,0
- Equipos rígidos conectados rigidamente al piso.	1,5

6.4 Fuerza Horizontal Mínima

En ningún nivel del edificio la fuerza F calculada con el numeral 6.3 será menor que $0,5 \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot P_x$.

6.5 Fuerzas Sísmicas Verticales

La fuerza sísmica vertical se considerará como 2/3 de la fuerza horizontal.

Para equipos soportados por elementos de grandes luces, incluyendo volados, se requerirá un análisis dinámico con los espectros definidos en el numeral 4.6.2.

6.6 Elementos no Estructurales Localizados en la Base de la Estructura, por Debajo de la Base y Cercos

Los elementos no estructurales localizados a nivel de la base de la estructura o por debajo de ella (sótanos) y los cercos deberán diseñarse con una fuerza horizontal calculada con:

$$F = 0,5 \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot P_x$$

6.7 Otras Estructuras

Para letreros, chimeneas, torres y antenas de comunicación instaladas en cualquier nivel del edificio, la fuerza de diseño se establecerá considerando las propiedades dinámicas del edificio y de la estructura a instalar. La fuerza de diseño no deberá ser menor que la correspondiente a la calculada con la metodología propuesta en este capítulo con un valor de C_1 mínima de 3,0.

6.8 Diseño Utilizando el Método de los Esfuerzos Admisibles

Cuando el elemento no estructural o sus anclajes se diseñen utilizando el Método de los Esfuerzos Admisibles, las fuerzas sísmicas definidas en este Capítulo se multiplicarán por 0,8.

CAPÍTULO 7 CIMENTACIONES

7.1 Generalidades

Las suposiciones que se hagan para los apoyos de la estructura deberán ser concordantes con las características propias del suelo de cimentación.

La determinación de las presiones actuantes en el suelo para la verificación por esfuerzos admisibles, se hará con las fuerzas obtenidas del análisis sísmico multiplicadas por 0,8.

7.2 Capacidad Portante

En todo estudio de mecánica de suelos deberán considerarse los efectos de los sismos para la determinación de la capacidad portante del suelo de cimentación. En los sitios en que pueda producirse licuación del suelo, debe efectuarse una investigación geotécnica que evalúe esta posibilidad y determine la solución más adecuada.

7.3 Momento de Volteo

Toda estructura y su cimentación deberán ser diseñadas para resistir el momento de volteo que produce un sismo, según los numerales 4.5 o 4.6. El factor de seguridad calculado con las fuerzas que se obtienen en aplicación de esta Norma deberá ser mayor o igual que 1,2.

7.4 Cimentaciones sobre suelos flexibles o de baja capacidad portante

Para zapatas aisladas con o sin pilotes en suelos tipo S_1 y S_2 y para las Zonas 4 y 3 se proveerá elementos de conexión, los que deben soportar en tracción o compresión, una fuerza horizontal mínima equivalente al 10 % de la carga vertical que soporta la zapata.

Para suelos de capacidad portante menor que 0,15 MPa se proveerá vigas de conexión en ambas direcciones.

Para el caso de pilotes y cajones deberá proveerse de vigas de conexión o deberá tenerse en cuenta los giros y deformaciones por efecto de la fuerza horizontal diseñando pilotes y zapatas para estas solicitaciones. Los pilotes tendrán una armadura en tracción equivalente por lo menos al 15 % de la carga vertical que soportan.

CAPÍTULO 8 EVALUACIÓN, REPARACIÓN Y REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS

Las estructuras dañadas por sismos deben ser evaluadas, reparadas y/o reforzadas de tal manera que se corrijan los posibles defectos estructurales que provocaron los daños y recuperen la capacidad de resistir un nuevo evento sísmico, acorde con la filosofía del diseño sismorresistente señalada en el Capítulo 1.

8.1 Evaluación de estructuras después de un sismo

Cumido el evento sísmico la estructura deberá ser evaluada por un ingeniero civil, quien deberá determinar si la edificación se encuentra en buen estado o requiere de reforzamiento, reparación o demolición. El estudio deberá necesariamente considerar las características geotécnicas del sitio.

8.2 Reparación y reforzamiento

La reparación o reforzamiento deberá dotar a la estructura de una combinación adecuada de rigidez, resistencia y ductilidad que garantice su buen comportamiento en eventos futuros.

El proyecto de reparación o reforzamiento incluirá los detalles, procedimientos y sistemas constructivos a seguirse.

Para la reparación y el reforzamiento sísmico de edificaciones se seguirán los lineamientos del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). Solo en casos excepcionales se podrá emplear otros criterios y procedimientos diferentes a los indicados en el RNE, con la debida justificación técnica y con aprobación del propietario y de la autoridad competente.

Las edificaciones esenciales se podrán intervenir empleando los criterios de reforzamiento sísmico progresivo y en la medida que sea aplicable, usando los criterios establecidos en el documento "Engineering Guideline for Incremental Seismic Rehabilitation", FEMA P-420, Risk Management Series, USA, 2009.

CAPÍTULO 9 INSTRUMENTACIÓN

9.1 Estaciones Acelerométricas

Las edificaciones que individualmente o en forma conjunta, tengan un área techada igual o mayor que 10 000 m², deberán contar con una estación acelerométrica, instalada a nivel del terreno natural o en la base del edificio. Dicha estación acelerométrica deberá ser provista por el propietario, siendo las especificaciones técnicas, sistemas de conexión y transmisión de datos debidamente aprobados por el Instituto Geofísico del Perú (IGP).

En edificaciones con más de 20 pisos o en aquellas con dispositivos de disipación sísmica o de aislamiento en la base, de cualquier altura, se requerirá además de una estación acelerométrica en la base, otra adicional, en la azotea o en el nivel inferior al techo.

9.2 Requisitos para su Ubicación

La estación acelerométrica deberá instalarse en un área adecuada, con acceso fácil para su mantenimiento y apropiada iluminación, ventilación, suministro de energía eléctrica estabilizada. El área deberá estar alejada de fuentes generadoras de cualquier tipo de ruido antrópico. El plan de instrumentación será preparado por los proyectistas de cada especialidad, debiendo indicarse claramente en los planos de arquitectura, estructuras e instalaciones del edificio.

9.3 Mantenimiento

El mantenimiento operativo de las partes, de los componentes, del material fungible, así como el servicio de los instrumentos, deberán ser provistos por los propietarios del edificio y/o departamentos, bajo control de la municipalidad y debe ser supervisado por el Instituto Geofísico del Perú. La responsabilidad del propietario se mantendrá por 10 años.

9.4 Disponibilidad de Datos

La información registrada por los instrumentos será integrada al Centro Nacional de Datos Geofísicos y se encontrará a disposición del público en general.

**ANEXO N° 01
ZONIFICACIÓN SÍSMICA**

Las zonas sísmicas en las que se divide el territorio peruano, para fines de esta Norma se muestran en la Figura 1.

A continuación se especifican las provincias y distritos de cada zona.

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO	
LORETO	MARISCAL RAMÓN CASTILLA	RAMÓN CASTILLA	1	TODOS LOS DISTRITOS	
		FEBS			
		SAYANCO			
		YARU			
	MAYNAS		ALTO NANAY	1	TODOS LOS DISTRITOS
			BELEN		
			FERNANDO LÓPEZ		
			REGINA		
			KUJITO		
			LAS AMAZONAS		
			MAZÓN		
			NAPO		
			PUNCHANA		
			PUTUMAYO		
SAN JUAN BAUTISTA					
TNTE. MANUEL CLAUERO					
TORNES CAUSAÑA					
LORETO	REGIENA	SAGUENA	1	UN DISTRITO	
		REGIENA	2	DEZ DISTRITOS	
		CAYCHO			
		SOPHÍA			
		TARICHE			
		JENARO HERREIRA			
		YAGLERANA			
		ALTO TAPICHE			
		ENRIQUE ZAR MARÍN			
		BAJAJA			
PUNAJUA					
LORETO		NAUTA	2	TODOS LOS DISTRITOS	
		PIENAR			
		TIGRE			
		TRUMPETEROS			
		URARRAS			
ALTO AMAZONAS		LAGUNA	2	UN DISTRITO	
		PURUBALJAS	3	OCHO DISTRITOS	
		BALSAPUERTO			
		JERENOS			
		SANTA CRUZ			
TNTE. CÉSAR LÓPEZ BARRAS					
LORETO	UCAJALI	CONTANAYA	2	TODOS LOS DISTRITOS	
		BARCELONA			
		PADRE MARQUEZ			
		PAPA HERNOVA			
		SABAYACO			

ANEXO 07:

PANEL FOTOGRAFICO



Fotografía 1: Se observan las muestras antes de meterlas al horno.



Fotografía 2: Se observa a la tesista en el momento de la recolección de la muestra.



Fotografía 3. Calita del lugar del desarrollo de tesis.

ANEXO 08:
EXTRACTO DEL
CATALOGO TAYLOR



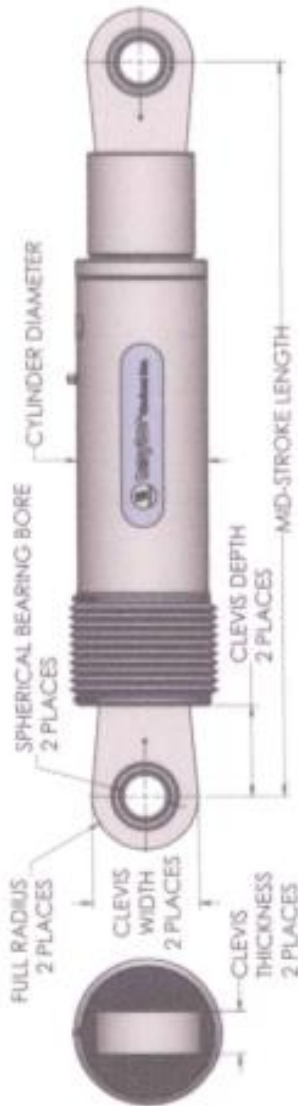
taylor devices inc.

**FLUID VISCOUS DAMPERS & LOCK-UP DEVICES
CLEVIS – CLEVIS CONFIGURATION**

NOTE: VARIOUS STROKES ARE AVAILABLE, FROM ±2 TO ±38 IN. FORCE CAPACITY MAY BE REDUCED FOR STROKE LONGER THAN STROKE LISTED IN THE TABLE. ANY STROKE CHANGE FROM THE STANDARD STROKE VERSION DEPICTED CHANGES THE MIDSTROKE LENGTH BY 5 IN. PER ±1 IN. OF STROKE.

EXAMPLE: 220 KIP±4 IN STROKE, MID-STROKE LG IS 48.75
220 KIP ±6 INCHES STROKE, 6-4-2, 2*5=10
48.75+10 = 58.75 INCHES MID-STROKE LENGTH

BELLOWS MAY BE REPLACED WITH A STEEL SLEEVE AS DESIRED. STROKE LENGTHS INCREASE. CONSULT TAYLOR DEVICES FOR STROKE OVER ±12 INCHES AND/OR FOR FORCE CAPACITIES FOR STROKE LONGER THAN LISTED IN TABLE.



FORCE (KIP)	TAYLOR DEVICES MODEL NUMBER	SPHERICAL BEARING BORE DIAMETER (IN)	MID-STROKE LENGTH (IN)	STROKE (IN)	CLEVIS THICKNESS (IN)	BEARING THICKNESS (IN)	MAXIMUM CLEVIS WIDTH (IN)	CLEVIS DEPTH (IN)	MAXIMUM CYLINDER DIAMETER (IN)	WEIGHT (LB)
65	17120	1.50	34.13	±3	1.67	1.31	4	3.25	4%	90
110	17130	2.00	42.00	±4	2.10	1.75	5	4.00	5%	180
165	17140	2.25	47.00	±4	2.31	1.97	6	5.10	7%	300
220	17150	2.75	48.75	±4	2.78	2.40	7%	5.88	8%	425
330	17160	3.00	51.75	±4	3.03	2.62	8	6.38	9%	550
440	17170	3.50	62.00	±5	3.50	3.06	9%	7.50	11%	900
715	17180	4.00	62.00	±5	5.96(4.00)*	3.50	11.5(7.25)*	8.25	13%	1550
900	17190	5.00	74.00	±5	5.58	4.38	12%	8.25	16%	2650
1450	17200	6.00	84.00	±5	8.06	4.75	13%	12.00	20%	4100
1800	17210	7.00	88.25	±5	7.00	6.25	16%	12.50	22%	5600

* DENOTES MODEL WITH DIFFERENT CLEVIS SIZES ON EACH END
MADE IN USA

ANEXO 09:
DISEÑO DE LOS
ELEMENTOS
ESTRUCTURALES DE LA
SUPERESTRUCTURA

DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

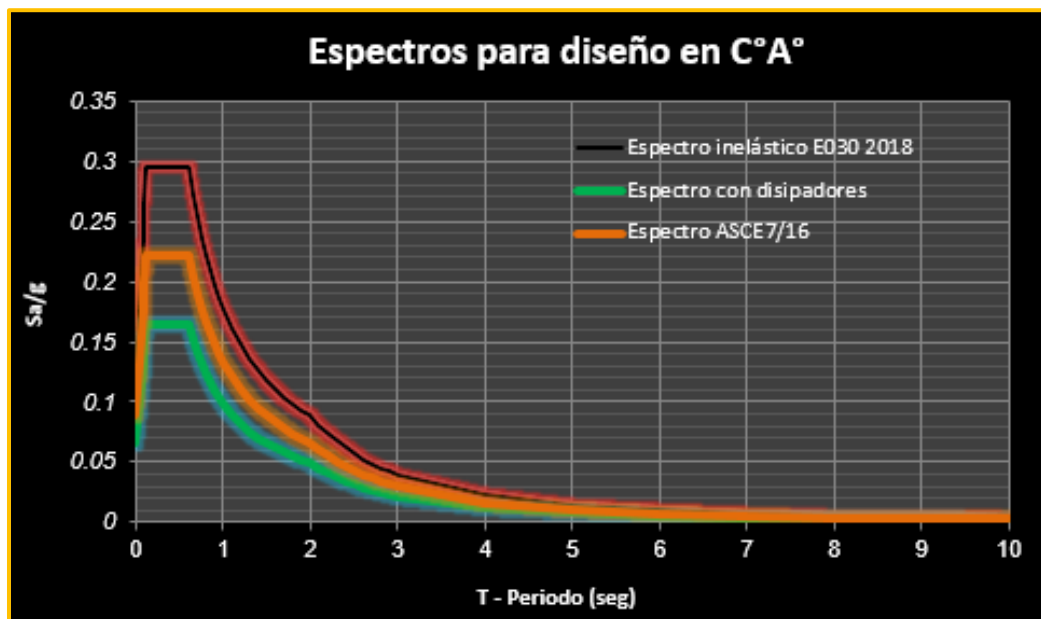
1. DISEÑO DE COLUMNAS

Para el diseño de las columnas de concreto armado que son parte del sistema de disipación de energía, se anotan las fuerzas axiales obtenidas del análisis del edificio sin disipadores y con el espectro reducido. A continuación, estas fuerzas se ven afectadas por un coeficiente “A” que expresa la razón de las fuerzas axiales en las columnas cuando se disponen de disipadores, respecto a las que no presentan bajo el análisis tiempo historia con el sismo de diseño severo.

$$A = \frac{N_{con\ disipadores}}{N_{sin\ disipadores}}$$

El coeficiente “A” es propio para cada columna, sin embargo, si los valores son semejantes, se puede asumir un promedio que afecta a todas las columnas que forman parte del sistema de disipación.

Se determina los espectros de respuesta en función a la dada por la norma E.030, modificado con el amortiguamiento efectivo y mediante el ASCE 7/16 siendo elegido no menor al 75% del brindado por la norma.



A modo de ejemplo se diseñará la columna central del eje 2E perteneciente al primer nivel, las demás columnas del primero y resto de niveles sigue el mismo procedimiento.

- **Calculo del factor de amplificación de la carga axial**

Comparación de las fuerzas axiales en columnas conectadas a los			
EJE Y-Y	COMPRESIÓN		NCD/DSD Compresión
	N Con Disipadores (Ton)	N sin Disipadores (Ton)	
2-D	170.71	117.71	1.45
2-E	132.54	96.06	1.38
2-F	119.37	102.84	1.16
PROMEDIO			1.33

Las columnas con los mayores incrementos en carga axial son las interiores, las más cercanas al centro de gravedad 2-D y 2-F.

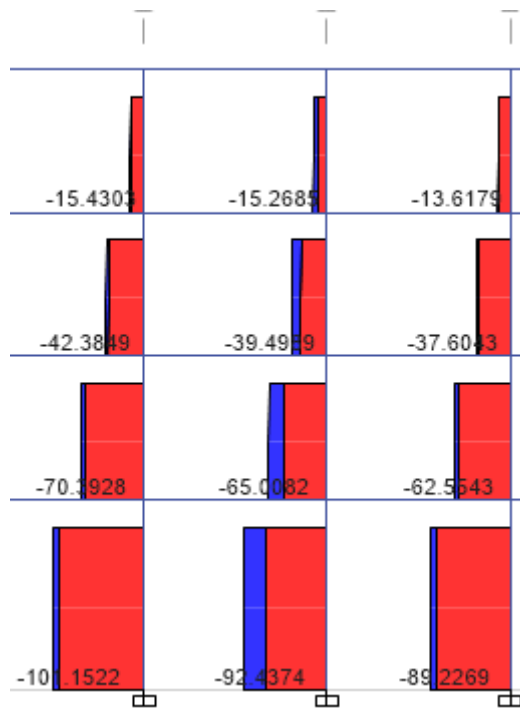
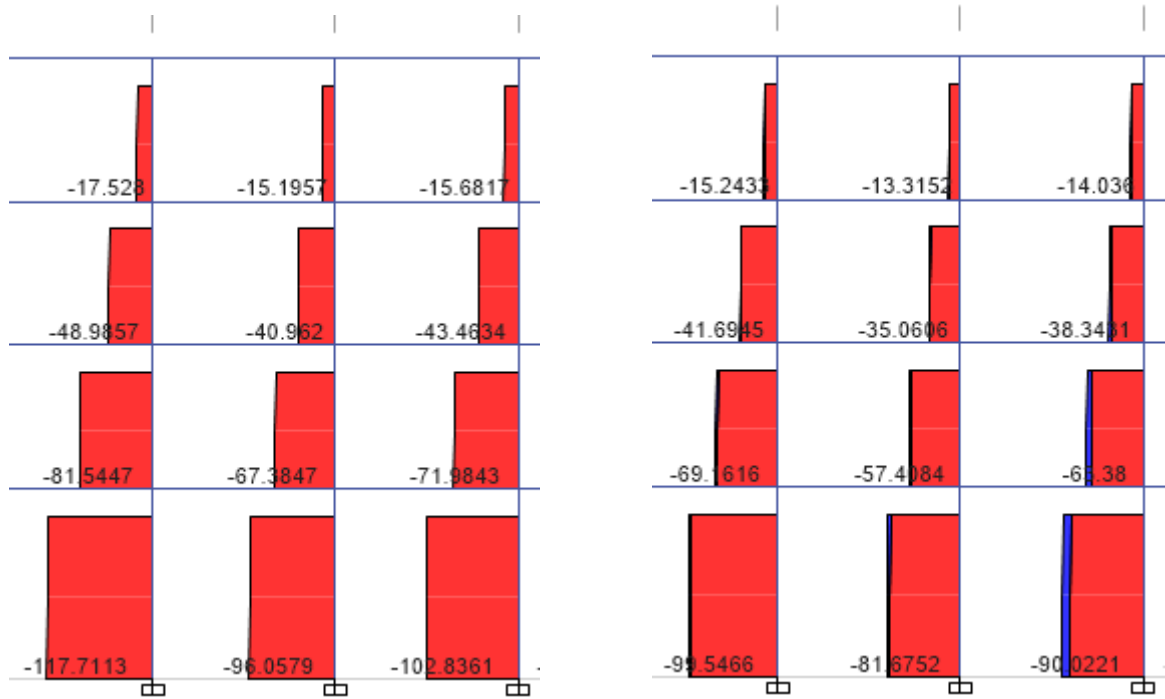
A partir de esto resultados se toma como coeficiente de amplificación (enfoque conservador) el siguiente valor promedio:

Coeficiente de amplificación de carga axial en columnas	1.33
--	-------------

Se tiene las siguientes combinaciones asignadas al modelo:

COMBINACIONES PARA DISEÑO		
Combo 01: 1.4CM + 1.7CV	Combo 02: 1.25CM + 1.25CV + SX	Combo 03: 1.25CM + 1.25CV - sx
Combo 04: 1.25CM + 1.25CV + SY	Combo 05: 1.25CM + 1.25CV - SY	Combo 06: 0.9CM + SX
Combo 07: 0.9CM - SX	Combo 08: 0.9CM + SY	Combo 09: 0.9CM - SY

Se procede a analizar la edificación con el espectro reducido modificado.



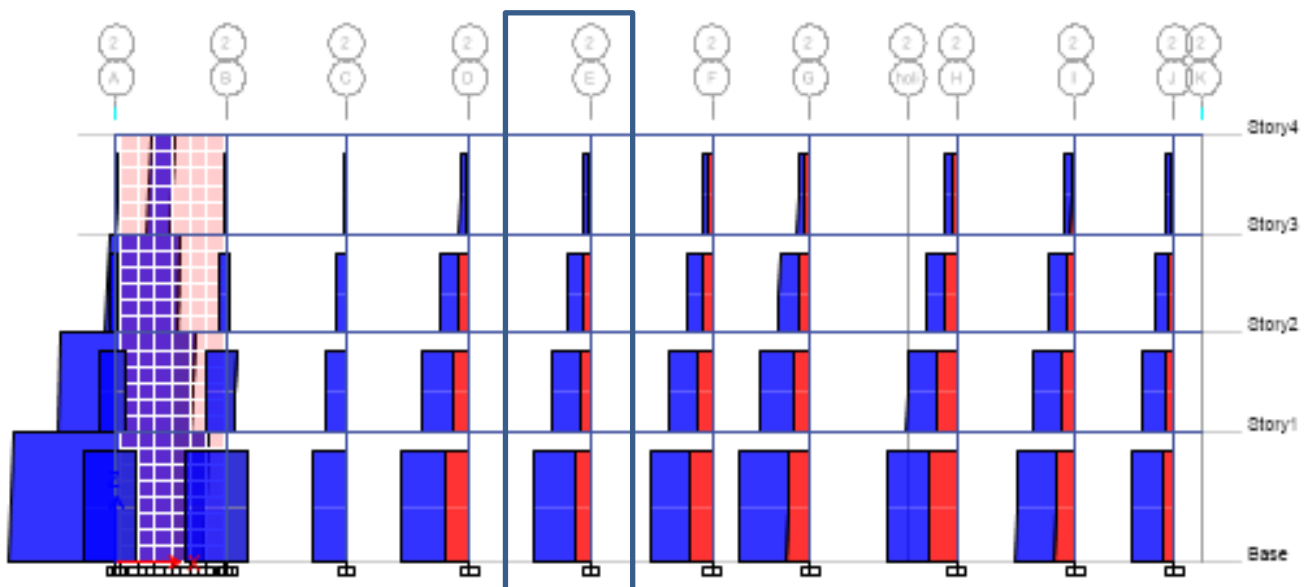
FUERZA AXIAL MAXIMA EN COLUMNA	
COLUMNA 2-E	P (Ton)
COMBO 1	96.06
COMBO 2	81.68
COMBO 4	92.44

FUERZA AXIAL MAXIMA EN COLUMNA AMPLIFICADAS CON "A"	
COLUMNA 2-E	P (Ton)
COMBO 1	127.78
COMBO 2	108.66
COMBO 4	122.97
Sumatoria	359.41

Por lo tanto, se diseñará la columna con la combinación más alta amplificada, que para esta ocasión y columna es la del **COMBO 1** con 127.78 Tnf y sumatoria de 359.41 Tnf.

Se tiene como axial último de diseño dado en la columna C1 25x40 de:

$$P_u = 127.78 \text{ Tnf}$$



Para determinar la estabilidad se generará la sumatoria de cargas, siendo así, se aplicará la amplificación sumada de los 3 combos críticos generados en la edificación.

- **Efecto de arriostramiento**

$$Q = \frac{(\sum Pu)\Delta}{Vu \cdot h}$$
$$Q = \frac{(359.41 \text{ Tn})0.0056}{(12 \text{ Tn})(3.55 \text{ m})}$$
$$Q = 0.047 < 0.05$$

Por lo tanto, se considera al elemento arriostrado lateralmente y los efectos globales de segundo orden se desprecian.

- **Efecto local de esbeltez**

$$\frac{K \cdot l_n}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \rightarrow \text{efecto de esbeltez local se desprecia}$$

$$M_1 = 0.87 \text{ Tnf.m}$$

$$M_2 = 4.20 \text{ Tnf.m}$$

$$26.25 \leq 31.51$$

Como el valor es menor a 27.04 la columna es corta y de igual manera se confirma y desprecia los efectos de la curva sinusoidal que generaría el momento de segundo orden, así como también está totalmente arriostrada lateralmente. Con estas confirmaciones previamente realizadas se puede proceder al diseño del mismo.

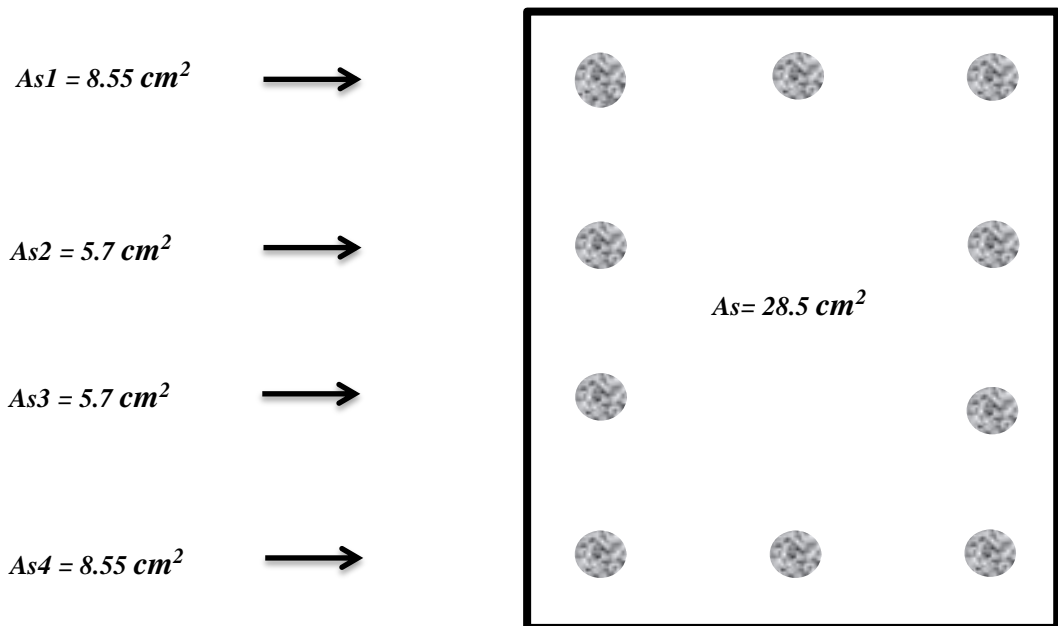
a) Flexo-compresión uniaxial

La norma nos indica que la cuantía de acero en columnas debe estar en un rango del 1% al 6%, se asumirá un área de acero inicial para determinar el diagrama de interacción con efectos uniaxiales.

Se considera 10 varillas de 3/4" con lo cual hallamos la cuantía preliminar existente:

$$\rho = \frac{As}{b \cdot t}$$

$$\rho = \frac{10 \times 2.85}{(25)(40)} = 0.029 \approx 2.90 \%$$



La deformación unitaria que provoca la fluencia del acero es:

$$\epsilon_y = \frac{4200 \text{ kg/cm}^2}{2000000 \text{ kg/cm}^2} = 0.0021$$

Cualquier deformación unitaria que este por debajo de la deformación por fluencia ($\epsilon_s < \epsilon_y$) define esfuerzos en el acero la cual se calcula con la siguiente formula:

$$f_s = E_s \cdot \epsilon_s$$

Cualquier deformación unitaria que supere la deformación por fluencia ($\epsilon_s > \epsilon_y$) determinará un esfuerzo en el acero igual al esfuerzo de fluencia.

$$f_s = F_y$$

Piso	Columna	Load Case/Combo	Locación (m)	P	V2	V3	T	M2	M3	P (-)
				(Tnf)	(Tnf)	(Tnf)	(Tnf.m)	(Tnf.m)	(Tnf.m)	(Tnf)
1	2-E	Combinación 1	0	-96.0579	0.0549	-0.3331	0.0019	-0.4154	0.0853	96.058
		Combinación 1	1.775	-95.4615	0.0549	-0.3331	0.0019	0.1759	-0.0121	95.462
		Combinación 1	3.55	-94.8651	0.0549	-0.3331	0.0019	0.7672	-0.1096	94.865
		Combinación 2	0	-78.5315	0.4656	0.1227	0.0132	0.3871	0.8708	78.532
		Combinación 2	1.775	-77.999	0.4656	0.1227	0.0132	0.1702	0.0444	77.999
		Combinación 2	3.55	-77.4665	0.4656	0.1227	0.0132	1.3274	0.6001	77.467
		Combinación 3	0	-78.5315	0.4656	0.1227	0.0132	0.3871	0.8708	78.532
		Combinación 3	1.775	-77.999	0.4656	0.1227	0.0132	0.1702	0.0444	77.999
		Combinación 3	3.55	-77.4665	0.4656	0.1227	0.0132	1.3274	0.6001	77.467
		Combinación 4	0	-67.7692	0.2445	1.8239	0.0749	3.547	0.45	67.769
		Combinación 4	1.775	-67.2367	0.2445	1.8239	0.0749	0.3096	0.016	67.237
		Combinación 4	3.55	-66.7042	0.2445	1.8239	0.0749	4.2069	0.2361	66.704
		Combinación 5	0	-67.7692	0.2445	1.8239	0.0749	3.547	0.45	67.769
		Combinación 5	1.775	-67.2367	0.2445	1.8239	0.0749	0.3096	0.016	67.237
		Combinación 5	3.55	-66.7042	0.2445	1.8239	0.0749	4.2069	0.2361	66.704
		Combinación 6	0	-37.0762	0.4413	0.2666	0.0123	0.566	0.8331	37.076
		Combinación 6	1.775	-36.6928	0.4413	0.2666	0.0123	0.0936	0.0498	36.693
		Combinación 6	3.55	-36.3094	0.4413	0.2666	0.0123	0.9954	0.6486	36.309
		Combinación 7	0	-37.0762	0.4413	0.2666	0.0123	0.566	0.8331	37.076
		Combinación 7	1.775	-36.6928	0.4413	0.2666	0.0123	0.0936	0.0498	36.693
		Combinación 7	3.55	-36.3094	0.4413	0.2666	0.0123	0.9954	0.6486	36.309
		Combinación 8	0	-26.314	0.2202	1.9679	0.0741	3.7259	0.4123	26.314
		Combinación 8	1.775	-25.9306	0.2202	1.9679	0.0741	0.2331	0.0214	25.931
		Combinación 8	3.55	-25.5472	0.2202	1.9679	0.0741	3.8748	0.2846	25.547
		Combinación 9	0	-26.314	0.2202	1.9679	0.0741	3.7259	0.4123	26.314
		Combinación 9	1.775	-25.9306	0.2202	1.9679	0.0741	0.2331	0.0214	25.931
		Combinación 9	3.55	-25.5472	0.2202	1.9679	0.0741	3.8748	0.2846	25.547

b =	0.25	m
t =	0.40	m
Varillas 1	3/4"	
Varillas 2	3/4"	
N° varillas 1	4	
N° varillas 2	6	
Área de acero 1	2.85	cm2
Área de acero 2	2.85	cm2
As =	28.5	cm2
ρ =	0.029	Cuantia
Fy =	4200	Kg/cm2
F'c =	210	Kg/cm2

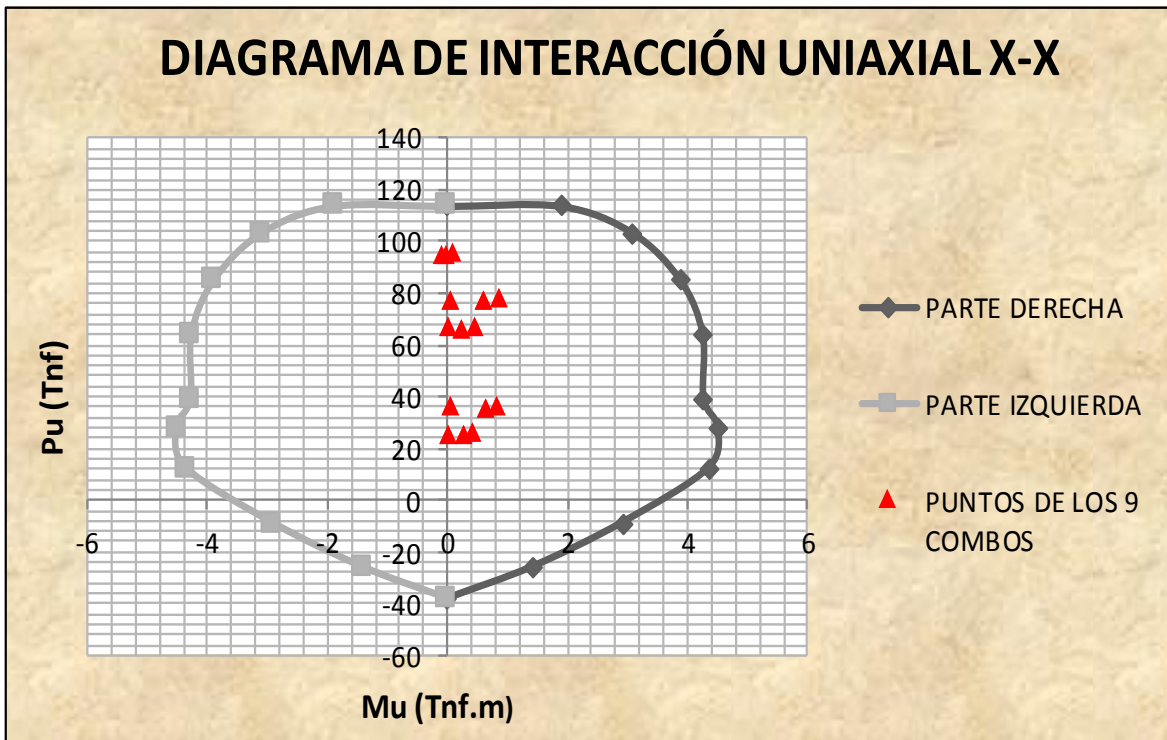
OK

PARA EL EJE X

Curve #1 0 deg				
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	
1	113.9325	0	0	
2	113.9325	0	1.9019	
3	103.4935	0	3.0981	
4	85.3215	0	3.8897	
5	64.3994	0	4.2619	
6	39.4138	0	4.2754	
7	28.2927	0	4.5105	
8	12.7055	0	4.3649	
9	-8.667	0	2.9212	
10	-25.8712	0	1.4181	
11	-38.1553	0	0	

Curve #13 180 deg				
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	
1	113.9325	0	0	
2	113.9325	0	-1.9019	
3	103.4935	0	-3.0981	
4	85.3215	0	-3.8897	
5	64.3994	0	-4.2619	
6	39.4138	0	-4.2754	
7	28.2927	0	-4.5105	
8	12.7055	0	-4.3649	
9	-8.667	0	-2.9212	
10	-25.8712	0	-1.4181	
11	-38.1553	0	0	

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN UNIAXIAL X-X

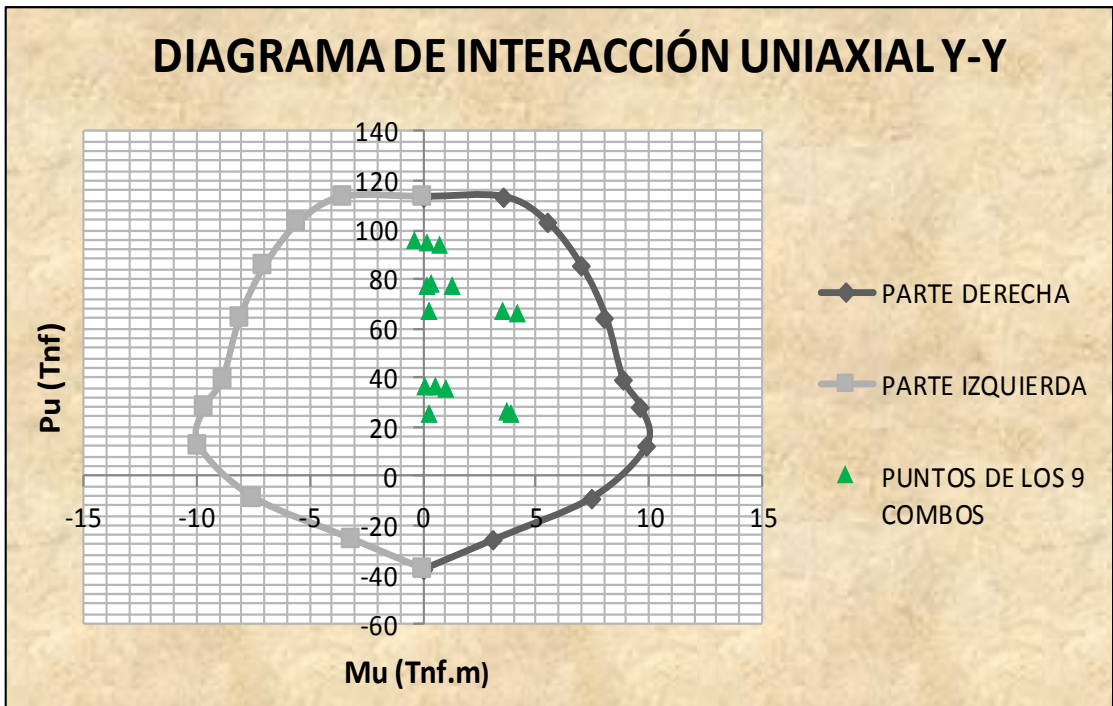


PARA EL EJE Y

Curve #7 90 deg			
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	113.9325	0	0
2	113.9325	3.5308	0
3	104.2986	5.4893	0
4	87.6559	7.006	0
5	69.594	8.0754	0
6	49.1672	8.8265	0
7	42.6296	9.5917	0
8	30.1883	9.8834	0
9	10.416	7.5087	0
10	-19.8341	3.1543	0
11	-38.1553	0	0

Curve #19 270 deg

Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	113.9325	0	0
2	113.9325	-3.5308	0
3	104.2986	-5.4893	0
4	87.6559	-7.006	0
5	69.594	-8.0754	0
6	49.1672	-8.8265	0
7	42.6296	-9.5917	0
8	30.1883	-9.8834	0
9	10.416	-7.5087	0
10	-19.8341	-3.1543	0
11	-38.1553	0	0



Como podemos apreciar todos los puntos provenientes de las combinaciones de diseño, se encuentran en zonas muy lejanas a la zona frágil de colapso, por ende, se puede asegurar que la columna con la armadura de acero asumida inicialmente, soporta las cargas y momentos actuantes en análisis por flexo-compresión uniaxial.

b) Flexo-compresión Biaxial

Desde el punto de vista de cargas tanto de gravedad como simultáneamente de sismo y el hecho de tener losa maciza, el Dr. Antonio Blanco Blasco nos dice que el efecto de flexión biaxial es importante y casi siempre crítico.

Cuando la flexión es solo en un eje, ya se ha visto que es simple el proceso de construir un diagrama de interacción, variando la ubicación del eje neutro, pero siempre considerando que este era perpendicular a la excentricidad actuante. Sin embargo, cuando se tiene el efecto de flexión biaxial se debe tantear la inclinación del eje neutro, su posición y una determinada distribución de refuerzo el cual ya se ha definido anteriormente, se puede plantear el equilibrio de la sección y tomar momentos en X y en Y, obteniendo para esta condición un valor de P_u , M_{ux} y M_{uy} . Si este proceso se repite se puede construir un diagrama de interacción que para el efecto biaxial está en el espacio (3D).

Debido a lo mencionado anteriormente la norma peruana nos indica el método a seguir manualmente es este tipo de situaciones, denominado el de las cargas recíprocas (Bresler).

$$\frac{1}{P_u} \geq \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}}$$

Solo si:

$$\frac{P_u}{\phi P_{no}} \geq 0.1$$

Las cargas últimas actuantes son las siguientes:

P_u =	359.41	Tnf
M_{ux} =	0.871	Tnf.m
M_{uy} =	4.207	Tnf.m

Los coeficientes para cada tipo de estribaje y trabajo de la columna son:

φ Estribada = 0.80

φ Espiral = 0.85

ρ Existente = 0.029

φ Flexo-compresión = 0.70

Las características adicionales de la columna son:

r libre =	4	cm
Estribo =	3/8"	varilla
∅ =	0.9525	cm
∅ long =	2.54	cm
d =	33.78	cm
A _g =	1000	cm ²
b =	25	cm
t =	40	cm

El recubrimiento libre al centroide será:

$$r' = r + \emptyset + \frac{\emptyset_{long}}{2}$$

$$r' = 4 + 0.9525 + \frac{2.54}{2}$$

$$r' = 6.22 \text{ cm}$$

Procedemos a calcular la carga axial máxima reducida:

$$\emptyset P_{no} = \frac{\emptyset [0.85 F' c (A_g - A_{st}) + F_y A_{st}]}{1000}$$

$$P_{no} = \frac{0.80 [0.85 \times 210 (1000 - 28.5) + 4200 \times 28.5]}{1000}$$

$$\phi P_{no} = 234.49 \text{ Tnf}$$

Ahora se va a determinar si es correcto usar el método de Bresler o quizás sea necesario usar el método de contorno de cargas, el método de Bresler solo se usará si:

$$\frac{P_u}{\phi P_{no}} \geq 0.1$$

$$\frac{359.41}{234.49} \geq 0.1$$

$$1.53 \geq 0.1 \text{ OK!!}$$

Por lo tanto, es correcto aplicar el método de Bresler para el diseño a flexo-compresión biaxial. Se hará uso de distintos ábacos de diagramas de interacción ya establecidos por norma.

➤ PARA EL EJE X

$$\gamma = \frac{t - (r'x2)}{t}$$

$$\gamma = \frac{40 - (6.22x2)}{40}$$

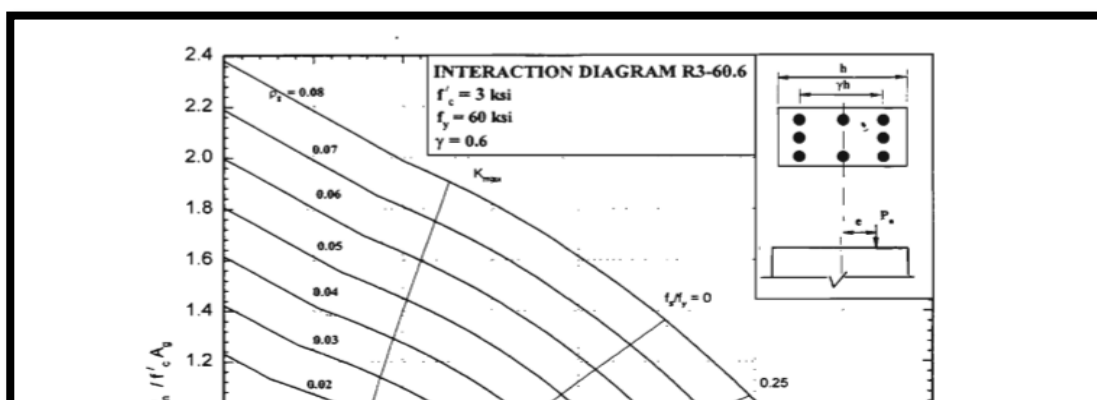
$$\gamma = 0.69$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi F'c \cdot b \cdot t^2}$$

$$Rn = \frac{0.87 \times 10^5}{(0.70)(210)(25)(40^2)}$$

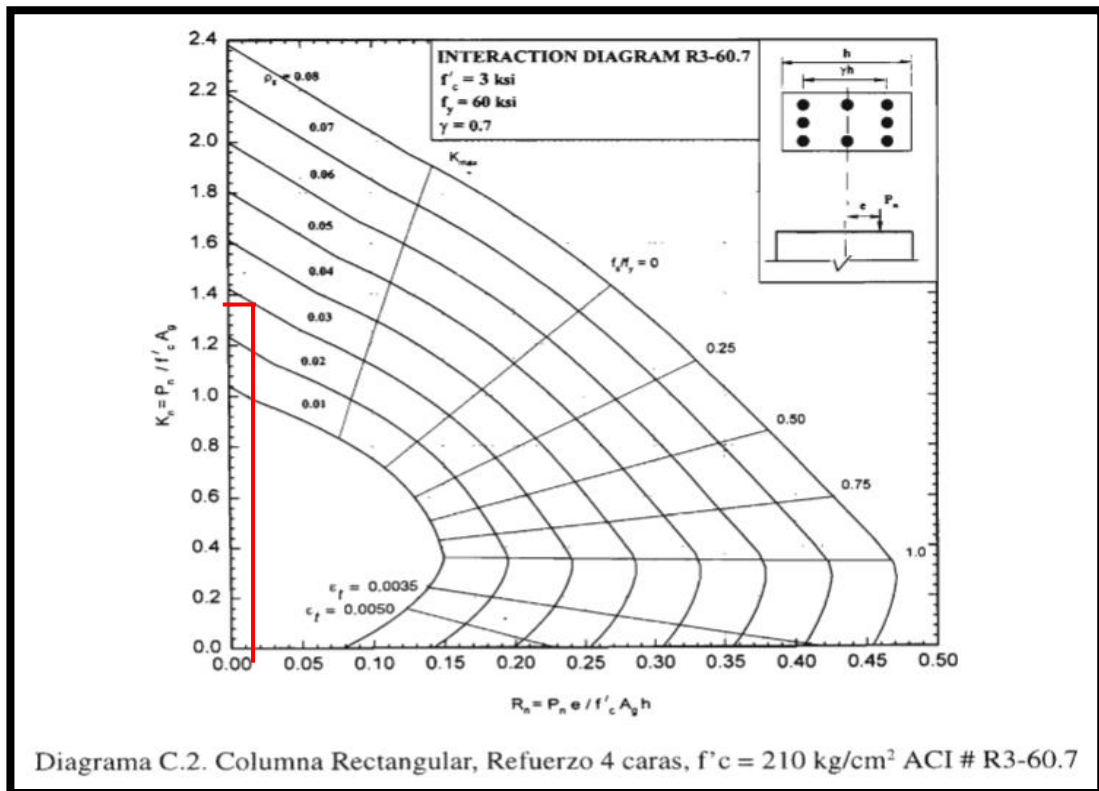
$$Rn = 0.015$$

Como no existe ábacos para $\gamma=0.69$ se usarán el de $\gamma=0.60$ y $\gamma=0.70$ y luego los resultados se interpolarán linealmente.





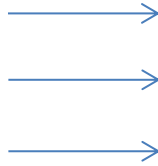
$$Kn = 1.37$$



$$Kn = 1.38$$

De los resultados obtenidos de los dos ábacos interpolamos linealmente para hallar con un $\gamma=0.69$

γ		Kn
0.6	382	1.37
0.69		"X"
0.7		1.38



$$Kn_x = 1.379$$

$$\therefore \phi Pn_x = (0.70)(210)(25)(40)(1.379)$$

$$\therefore \phi Pn_x = 202.71 \text{ Tn}$$

➤ **PARA EL EJE Y**

$$\gamma = \frac{t - (r'x2)}{t}$$

$$\gamma = \frac{25 - (6.22x2)}{25}$$

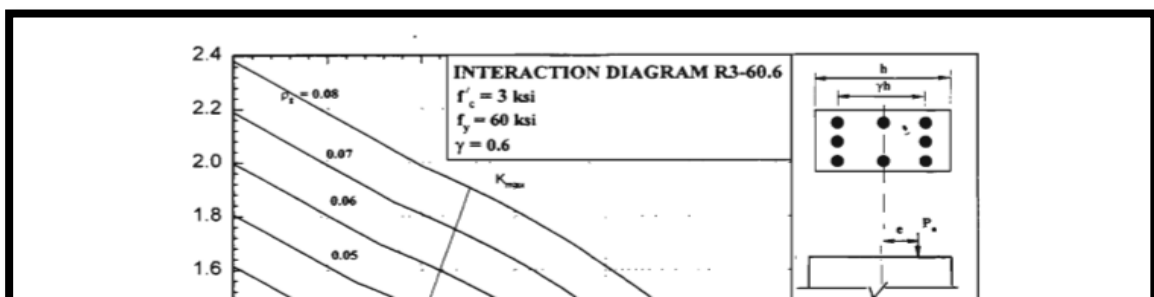
$$\gamma = 0.50$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi F'c . b . t^2}$$

$$Rn = \frac{4.21 \times 10^5}{(0.70)(350)(40)(25^2)}$$

$$Rn = 0.11$$

Como no existe ábacos para $\gamma=0.50$ se usarán el de $\gamma=0.6$





$$Kn_y = 1.39$$

$$\therefore \phi Pn_y = (0.70)(210)(25)(40)(1.39)$$

$$\therefore \phi Pn_y = 204.33 \text{ Tn}$$

Por ultimo ingresamos todos los valores a la formula dada:

$$\frac{1}{Pu} \geq \frac{1}{\phi Pn_x} + \frac{1}{\phi Pn_y} - \frac{1}{\phi Pn_o}$$

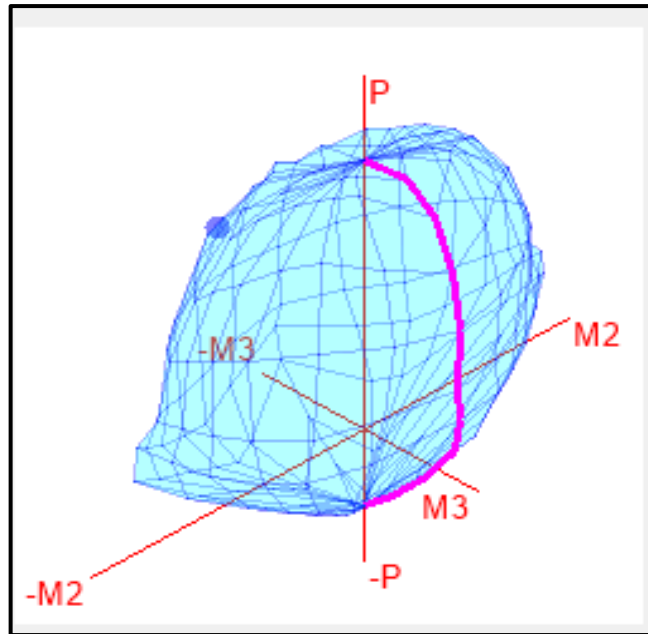
$$Pu \leq \frac{1}{\frac{1}{\phi Pn_x} + \frac{1}{\phi Pn_y} - \frac{1}{\phi Pn_o}}$$

$$127.78 \leq \frac{1}{\frac{1}{202.71} + \frac{1}{204.33} - \frac{1}{234.49}}$$

$$127.78 \text{ Tn} \leq 179.76 \text{ Tn} \quad \mathbf{OK !!}$$

Como se puede apreciar, las dimensiones dadas en un inicio de la presente tesis en el ítem de pre-dimensionamiento fueron los correctos,

así como también el área de acero de refuerzo calculada y analizada mediante flexión tanto uniaxial como biaxial son las correctas ya que logran soportar la carga que en ellas se concentra y los momentos máximos dado con sismo severo en X e Y.



c) Cortante Unidireccional

Las solicitaciones de corte que actúan en las columnas serán resistidas por el concreto y por los estribos transversales colocados correctamente, como datos tenemos:

$$b = 0.25 \text{ m}$$

$$d = 0.34 \text{ m}$$

$$\phi = 0.85 \text{ (Corte)}$$

$$V_u = 12.00 \text{ Tn}$$

$$N_u(\text{Axial Máxima}) = 127780 \text{ Tn}$$

Empezamos:

- Cálculo de la cortante nominal

$$V_n = \frac{12.00}{0.85} = 14.12 \text{ Tn}$$

- Cálculo de la cortante máxima que resiste el concreto

$$V_c = 0.53\sqrt{F'_c} \left(1 - \frac{Nu}{140Ag}\right) \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 0.53\sqrt{210} \left(1 - \frac{127780}{140(1000)}\right) (25)(34)$$

$$V_c = 0.57 \text{ Tn}$$

- Verificación del cortante máximo que puede resistir el acero

$$V_s = V_n - V_c = 14.12 \text{ Tn} - 0.57 \text{ Tn}$$

$$V_s = 13.55 \text{ Tn}$$

$$V_s \leq 2.1\sqrt{F'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_s \leq 30.43 \text{ Tn}$$

$$(V_u - V_c) < 30.43 \text{ Tn}$$

$$13.55 \text{ Tn} < 30.43 \text{ Tn} \text{ OK !!}$$

Se encuentra en el caso "a" entonces:

$$S \leq \frac{d}{2} \text{ o } S \leq 60 \text{ cm}$$

- Cálculo de la armadura transversal

$$S = \frac{A_v \cdot F_y \cdot d}{V_s}$$

Tomando estribos de 3/8" y considerando que tiene dos ramales por eje se tiene:

$$A_v = 0.71 \times 2 = 1.42 \text{ cm}^2$$

Entonces:

$$S = \frac{(1.42)(4200)(34)}{13550}$$

$$S = 14.97 \text{ cm}$$

d) Cortante Bidireccional

El diseño de columnas a cortante bidireccional tiene consideraciones especiales que muchos pasan por alto, pues únicamente diseñan para corte unidireccional.

La capacidad resistente nominal a corte del concreto en las dos direcciones principales (V_{cx} y V_{cy}) depende del nivel de esfuerzos cortantes últimos en las dos direcciones (V_{ux} , V_{uy}).

De la columna en diseño se tiene los siguientes datos:

$$V_x = 9.54 \text{ Tn}$$

$$V_y = 12.00 \text{ Tn}$$

- Esfuerzo cortante en la dirección "X"

$$V_{ux} = \frac{V_x}{\phi b \cdot d}$$

$$V_{ux} = \frac{9540 \text{ Kg}}{0.85(25 \text{ cm})(34 \text{ cm})}$$

$$V_{ux} = 13.20 \text{ Kg/cm}^2$$

- Esfuerzo cortante en la dirección "Y"

$$V_{uy} = \frac{V_y}{\phi b \cdot d}$$

$$V_{uy} = \frac{12000 \text{ Kg}}{0.85(25 \text{ cm})(34 \text{ cm})}$$

$$V_{uy} = 16.61 \text{ Kg/cm}^2$$

- Verificación del cortante máximo que puede resistir el concreto con el acero transversal

$$V_{cs} = 2.65\sqrt{F'_c}$$

$$V_{cs} = 38.40 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante combinado es:

$$\sqrt{(V_{ux})^2 + (V_{uy})^2}$$

$$\sqrt{(13.20 \text{ kg/cm}^2)^2 + (16.61 \text{ kg/cm}^2)^2} = 21.22 \text{ Kg/cm}^2$$

Debe verificarse:

$$\sqrt{(V_{ux})^2 + (V_{uy})^2} \leq 2.65\sqrt{F'_c}$$

$$21.22 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \leq 38.40 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \text{ OK !!}$$

- Cálculo del esfuerzo resistente del concreto en la dirección "X"

$$V_{cx} = \frac{0.53\sqrt{F'c}}{\sqrt{1 + \left(\frac{V_{uy}}{V_{ux}}\right)^2}}$$

$$V_{cx} = \frac{0.53\sqrt{210}}{\sqrt{1 + \left(\frac{16.21}{13.20}\right)^2}} = 4.85 \text{ Kg/cm}^2$$

- Cálculo del esfuerzo resistente del concreto en la dirección "Y"

$$V_{cy} = \frac{0.53\sqrt{F'c}}{\sqrt{1 + \left(\frac{V_{ux}}{V_{uy}}\right)^2}}$$

$$V_{cy} = \frac{0.53\sqrt{210}}{\sqrt{1 + \left(\frac{13.20}{16.21}\right)^2}} = 5.96 \text{ Kg/cm}^2$$

- Cálculo de la armadura transversal en la dirección "X"

$$S = \frac{A_{vx} \cdot F_y}{(V_{ux} - V_{cx}) \cdot b \cdot x}$$

$$S = \frac{(1.42)(4200)}{(13.20 - 4.85)25}$$

$$S = 28.57 \text{ cm}$$

- Cálculo de la armadura transversal en la dirección "Y"

$$S = \frac{A_{vy} \cdot F_y}{(V_{uy} - V_{cy}) \cdot b_y}$$

$$S = \frac{(1.42)(4200)}{(16.21 - 5.96)40}$$

$$S = 14.55 \text{ cm}$$

Por lo tanto, para resistir las fuerzas cortantes en la dirección “X” e “Y” es necesario estribo de Ø 3/8” a espaciamiento máximo detallado en los siguientes párrafos.

Las fuerzas cortantes en las dos direcciones ortogonales son resistidas por ramales diferentes de los estribos cerrados, por lo que no es necesario superponer las dos armaduras calculadas.

Para resistir las fuerzas cortantes en las dos direcciones se toma el menor de los espaciamientos calculados, pero antes verificamos las recomendaciones del ACI.

- La longitud “**L_o**” de confinamiento no debe ser menor que el mayor entre (d),(e) y (f).

(d) = Una sexta parte de la luz libre del elemento

$$3.15/6 = 0.53 \text{ m}$$

(e) = La mayor dimensión de la sección transversal del elemento

40 cm

(f) = 500 mm

Siendo elegido L_o = 50 cm

- El espaciamiento “**S_o**” no debe exceder al menor entre (a), (b) y (c)

(a) = Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.

$$8 \times 1.91 \text{ cm} = 15.28 \text{ cm}$$

(b) = La mitad de la menor dimensión de la sección transversal de la columna

$$25 \text{ cm}/2 = 12.5 \text{ cm}$$

(c) = 100 mm

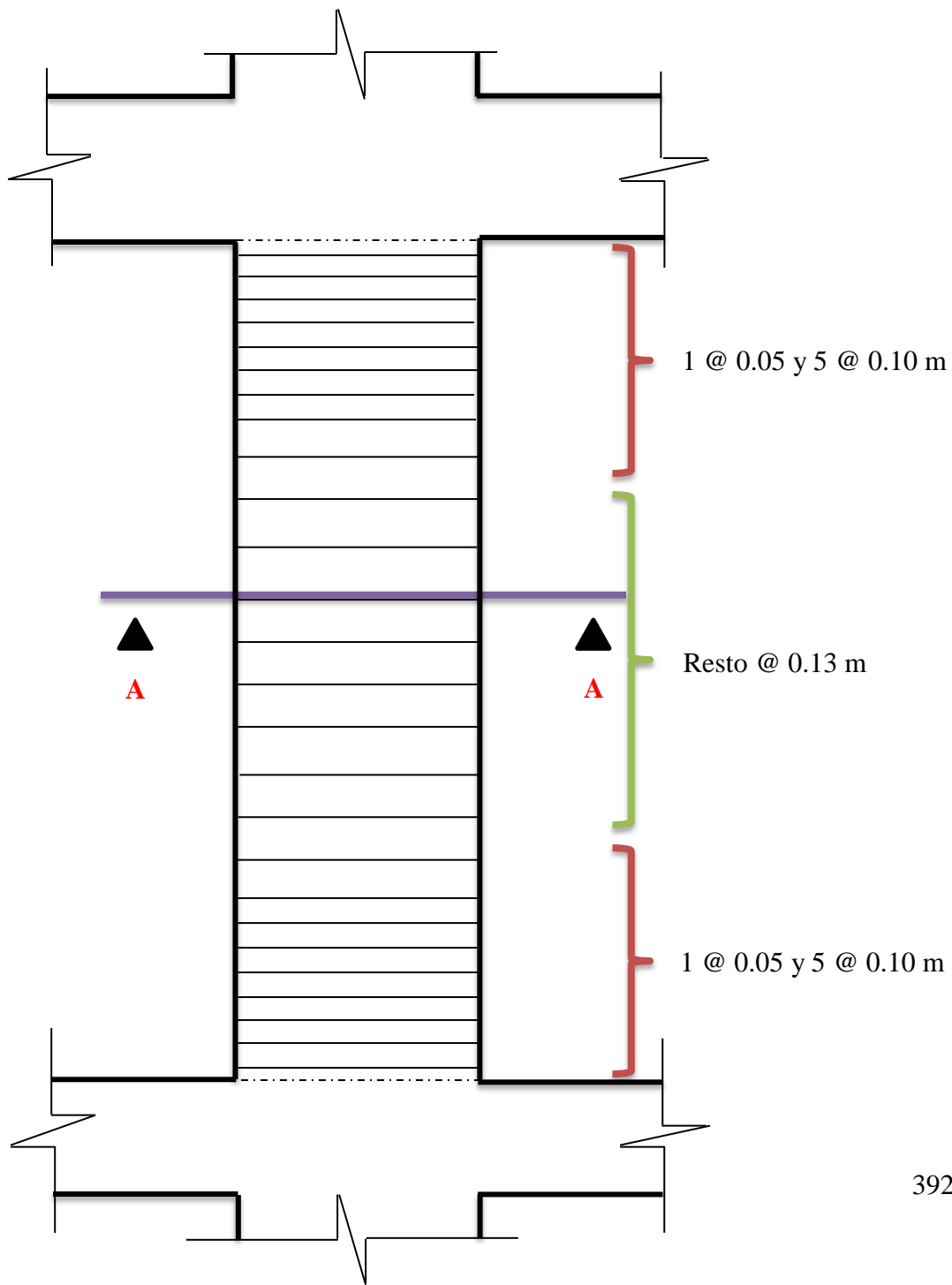
Del cálculo realizado previamente para hallar la separación máxima de los estribos en función a las cortantes bidireccionales, nos sale que es suficiente con 14.55 cm, pero por recomendaciones del ACI se usara el mínimo recomendado.

Siendo elegido $S_o = 10 \text{ cm}$

- El espaciamiento del acero de refuerzo colocado en la parte central del elemento no debe exceder de $d/2$, siendo "d" la menor longitud de la sección transversal en elementos de concreto no preesforzado ni 600 mm.

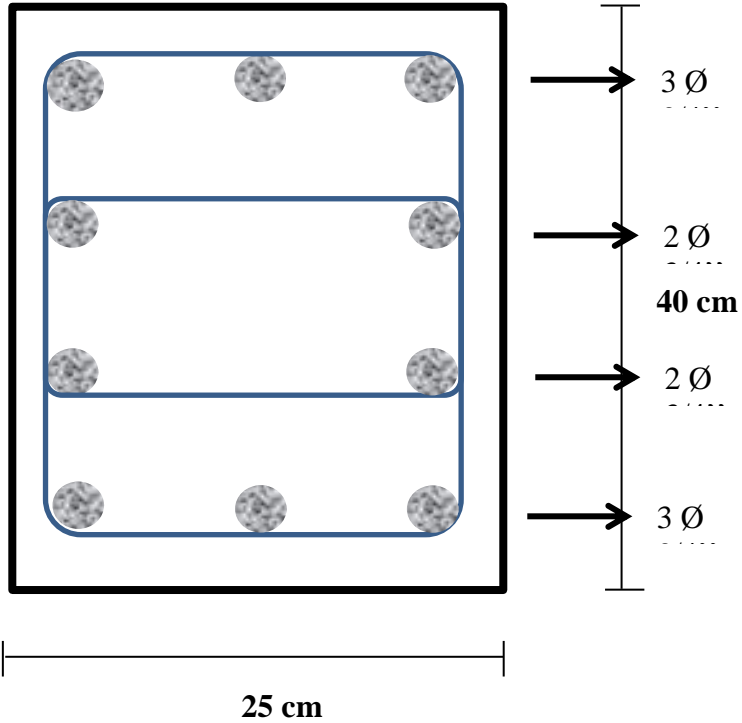
$$d = 25/2 = 12.5 \text{ cm}$$

Siendo elegido $S_{\text{central}} = 13 \text{ cm}$



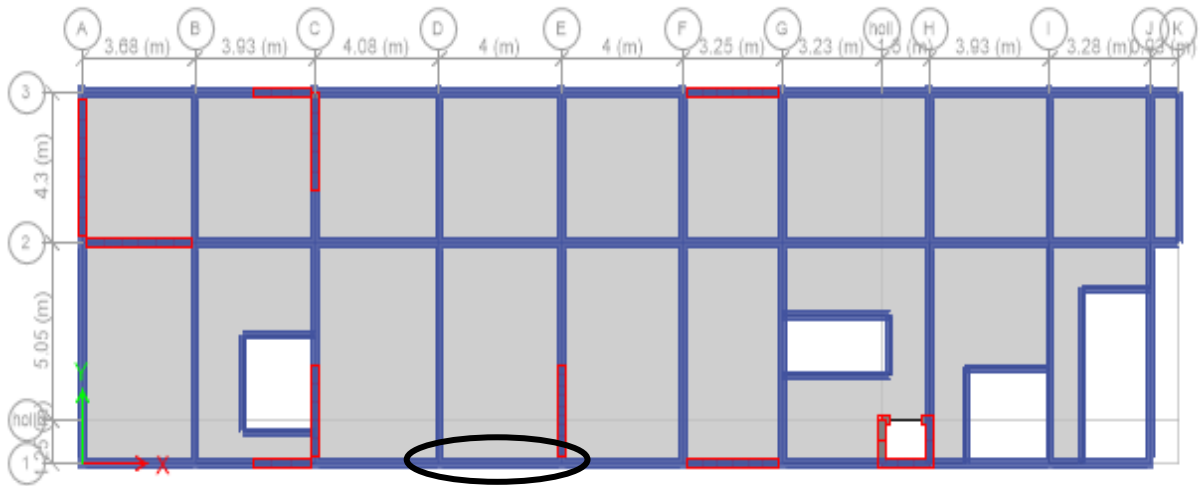
$\varnothing 3/8''$ 1 @ 0.05 m, 5 @ 0.10 m Resto @ 0.13 C/E

NOTA: Debido a la sección transversal que se tiene, se empleara mayor acero de refuerzo transversal cumpliendo con la separación máxima de estribos a fin de solo evitar que el acero longitudinal se abra debido a su longitud.

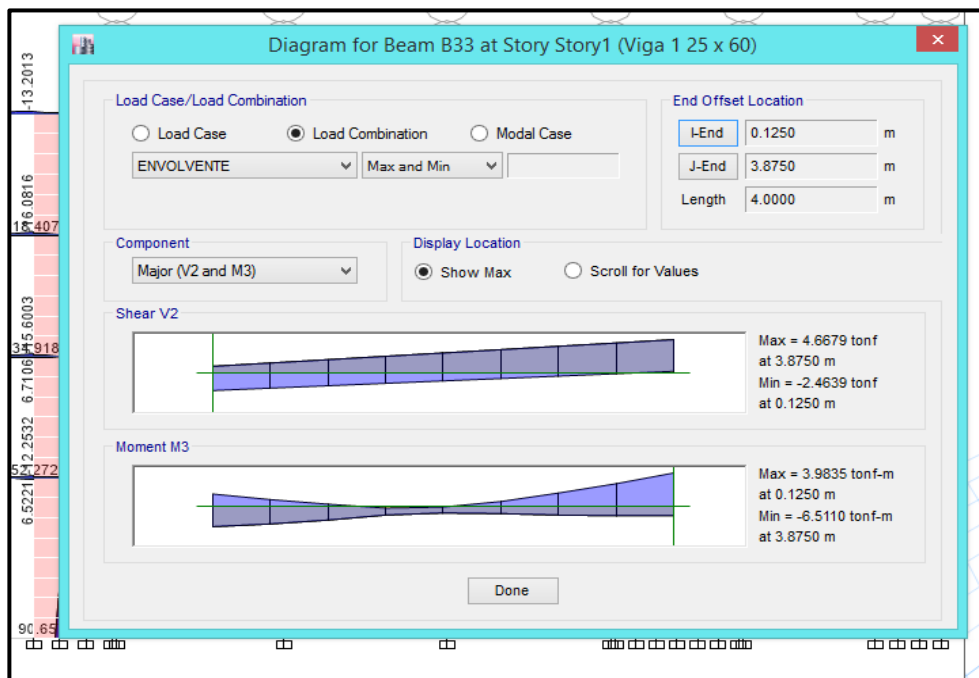


2. DISEÑO DE VIGA

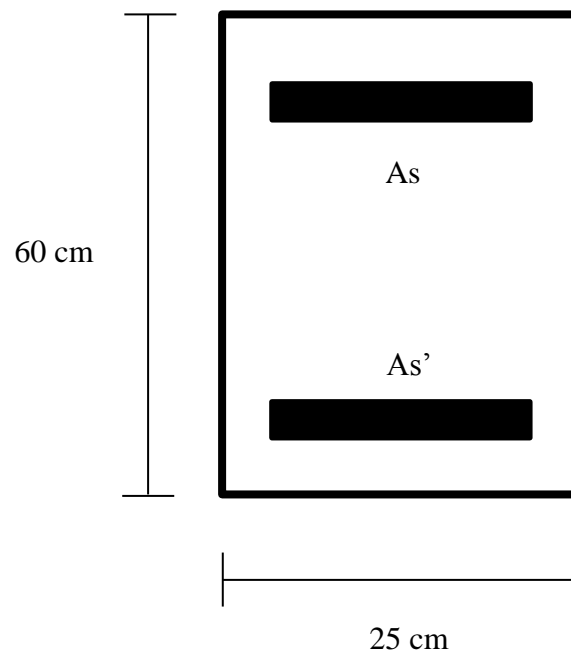
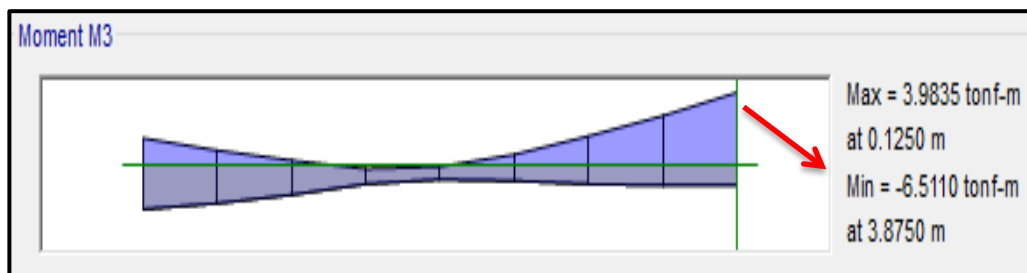
Para el diseño de la viga se tomará la del eje 1 entre D y E, cabe indicar que el resto de vigas sigue el mismo procedimiento.



Del modelo en ETABS se procede a extraer momentos y cortantes máximos tanto positivos como negativos.



a) Diseño a flexión (momento máximo negativo)



Características

- $F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- $Es = 2 \times 10^6$
- $F'y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- $b = 25 \text{ cm}$
- $h = 60 \text{ cm}$

- $d = 51.24 \text{ cm}$
- $r = 6 \text{ cm}$
- $\Phi = 0.9$
- $Mu = 6.51 \text{ Tn.m} = 6.51/0.9 = 7.23 \approx 723000 \text{ Kg.cm}$

- **Verificación de la necesidad de acero en compresión**

$$K = 0.85F'c.b.d$$

$$K = 0.85(210)(25)(51.24)$$

$$K = 228658.5 \text{ Kg}$$

$$As = \frac{K}{Fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{\Phi.K.d}} \right]$$

$$As = \frac{228658.5}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(723000)}{(0.9)(228658.5)(51.24)}} \right]$$

$$As = 3.87 \text{ cm}^2$$

La cuantía de armado es:

$$\rho = \frac{As}{b.d}$$

$$\rho = \frac{3.87 \text{ cm}^2}{(25 \text{ cm})(51.24 \text{ cm})} = 0.003$$

La cuantía balanceada de la sección es:

$$\rho_b = 0.80\beta_1 \frac{F'c}{Fy} \left(\frac{6000}{6000 + Fy} \right)$$

$$\rho_b = (0.80)(0.85) \frac{210}{4200} \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right)$$

$$\rho_b = 0.02$$

La cuantía máxima para zonas sísmicas es:

$$\rho_{max} = 0.50\rho_b$$

$$\rho_{max} = 0.50(0.02) = 0.01$$

Dado que la cuantía de acero en tracción calculada (0.003) es menor a la cuantía máxima en tracción permisible para zonas sísmicas (0.01), no se requiere el acero en compresión para resistir los momentos, la viga es SIMPLEMENTE ARMADA.

- **Cálculo del momento flector último que puede resistir la viga con acero en tracción**

La cuantía máxima de armado sin acero en compresión es:

$$\rho_{max} = 0.01$$

La cantidad de acero máxima permisible para la sección sin acero en compresión es:

$$As_1 = \rho_{max} \cdot b \cdot d$$

$$As_1 = (0.01)(25)(51.24)$$

$$As_1 = 12.81 \text{ cm}^2$$

Calculamos la altura de la zona en compresión:

$$a = \frac{As_1 \cdot Fy}{0.85F'c \cdot b}$$

$$a = \frac{(12.81)(4200)}{(0.85)(210)(25)}$$

$$a = 12.06 \text{ cm}$$

El momento flector último resistente con el acero calculado es:

$$M_r = \Phi \cdot A_{s1} \cdot F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_r = (0.9)(12.81)(4200) \left(51.24 - \frac{12.06}{2} \right)$$

$$M_r = 2189149.578 \text{ Kg.cm} \approx 21.89 \text{ Tn.m}$$

$$M_r > M_u$$

$$21.89 \text{ tn.m} > 7.23 \text{ tn.m} \quad \text{OK!!}$$

a (cm)	As(cm2)
10.80	3.94
3.71	3.67
3.45	3.66
3.45	3.66
3.45	3.66
3.45	3.66

As =	3.66	cm2
------	------	-----

Control 1 de As	ERROR
Control 2 de As	USAR ACERO MINIMO

As requerido =	4.50	cm2
----------------	-------------	-----

\emptyset long	As 1 (cm ²)	# V	\emptyset baston	As 2 (cm ²)	# V fijas	As a usar	Cumple
5/8"	1.98	3	1/2"	0	0	5.94	OK

Se procede a calcular el momento resistente con el acero corrido.

El área de acero corrido es:

$$A_{scorrido} = 1.98 \times 3$$

$$A_{scorrido} = 5.94 \text{ cm}^2$$

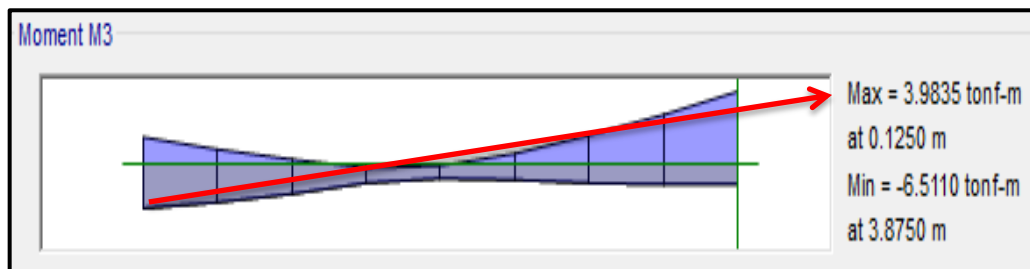
La altura de la zona en compresión será:

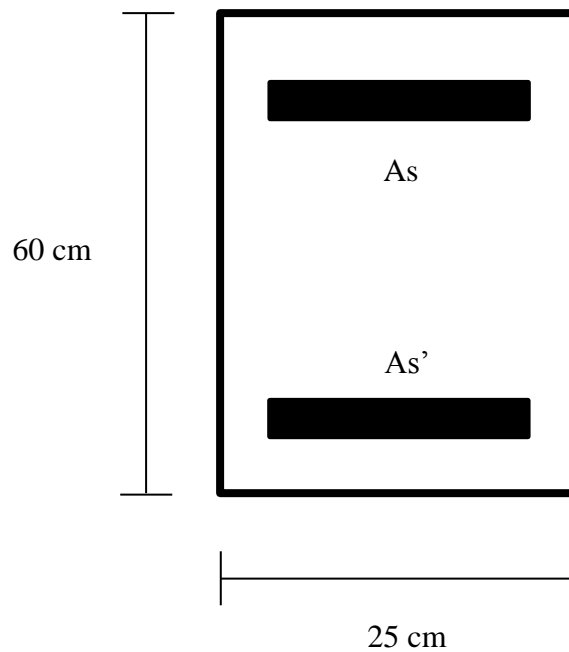
$$a = \frac{5.94 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 25}$$

$$a = 5.59 \text{ cm}$$

As corrido	a	Mr
5.94	5.59	11.50

b) Diseño a flexión (momento máximo positivo)





Características

- $F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- $E_s = 2 \times 10^6$
- $F'y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- $b = 25 \text{ cm}$
- $h = 60 \text{ cm}$
- $d = 51.24 \text{ cm}$
- $r = 6 \text{ cm}$
- $\Phi = 0.9$
- $M_u = 3.98 \text{ Tn.m} = 3.98/0.9 = 4.42 \approx 442000 \text{ Kg.cm}$

- Verificación de la necesidad de acero en compresión

$$K = 0.85F'c.b.d$$

$$K = 0.85(210)(25)(51.24)$$

$$K = 228658.5 \text{ Kg}$$

$$A_s = \frac{K}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{\Phi \cdot K \cdot d}} \right]$$

$$A_s = \frac{228658.5}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(442000)}{(0.9)(228658.5)(51.24)}} \right]$$

$$A_s = 2.33 \text{ cm}^2$$

La cuantía de armado es:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\rho = \frac{2.33 \text{ cm}^2}{(25 \text{ cm})(51.24 \text{ cm})} = 0.0018$$

La cuantía balanceada de la sección es:

$$\rho_b = 0.80\beta_1 \frac{F'_c}{F_y} \left(\frac{6000}{6000 + F_y} \right)$$

$$\rho_b = (0.80)(0.85) \frac{210}{4200} \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right)$$

$$\rho_b = 0.02$$

La cuantía máxima para zonas sísmicas es:

$$\rho_{max} = 0.50\rho_b$$

$$\rho_{max} = 0.50(0.02) = 0.01$$

Dado que la cuantía de acero en tracción calculada (0.0018) es menor a la cuantía máxima en tracción permisible para zonas sísmicas (0.01), no se

requiere el acero en compresión para resistir los momentos, la viga es SIMPLEMENTE ARMADA.

- **Cálculo del momento flector último que puede resistir la viga con acero en tracción**

La cuantía máxima de armado sin acero en compresión es:

$$\rho_{max} = 0.01$$

La cantidad de acero máxima permisible para la sección sin acero en compresión es:

$$As_1 = \rho_{max} \cdot b \cdot d$$

$$As_1 = (0.01)(25)(51.24)$$

$$As_1 = 12.81 \text{ cm}^2$$

Calculamos la altura de la zona en compresión:

$$a = \frac{As_1 \cdot Fy}{0.85F'c \cdot b}$$

$$a = \frac{(12.81)(4200)}{(0.85)(210)(25)}$$

$$a = 12.06 \text{ cm}$$

El momento flector último resistente con el acero calculado es:

$$M_r = \Phi \cdot As_1 \cdot Fy \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_r = (0.9)(12.81)(4200) \left(51.24 - \frac{12.06}{2} \right)$$

$$M_r = 2189149.578 \text{ Kg.cm} \approx 21.89 \text{ Tn.m}$$

$$M_r > M_u$$

$$21.89 \text{ tn.m} > 4.42 \text{ tn.m} \quad \text{OK!!}$$

a (cm)	As(cm2)
10.80	2.41
2.27	2.21
2.08	2.21
2.08	2.21
2.08	2.21

As =	2.21	cm2
------	------	-----

Control 1 de As	ERROR
Control 2 de As	USAR ACERO MINIMO

As requerido =	4.50	cm2
-----------------------	-------------	-----

Ø long	As 1 (cm2)	# V	Ø baston	As 2 (cm2)	# V fijas	As a usar	Cumple
5/8"	1.98	3	1/2"	1.27	0	5.94	OK

Se procede a calcular el momento resistente con el acero corrido.

El área de acero corrido es:

$$A_{scorrido} = 1.98 \times 3$$

$$A_{scorrido} = 5.94 \text{ cm}^2$$

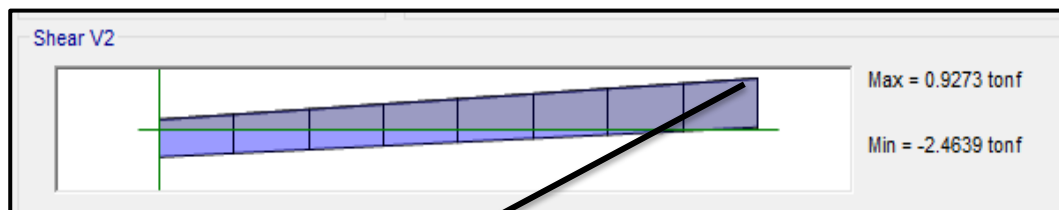
La altura de la zona en compresión será:

$$a = \frac{5.94 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 25}$$

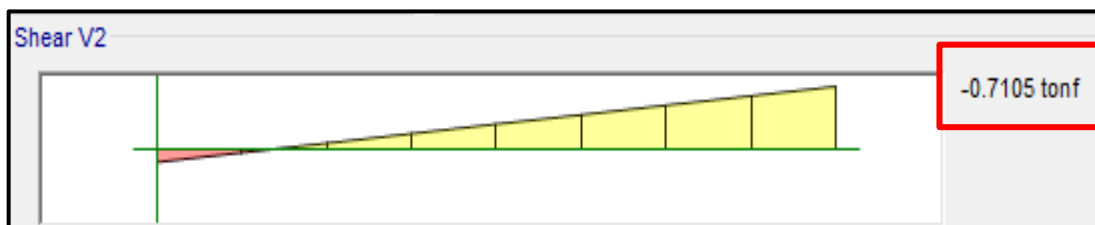
$$a = 5.59 \text{ cm}$$

As corrido	a	Mr
5.94	5.59	11.50

c) Diseño a cortante



Vu = 2.46 Tnf



El cortante proveniente de la envolvente es:

$$Vu_{envolvente} = 2.46 \text{ Tnf}$$

El cortante proveniente del combo 1 es:

$$Vu_{combo\ 1} = 0.71 \text{ Tnf}$$

El cortante último nominal será:

$$Vu_{nominal} = Vu_{combo 1} + \frac{\sum Mnr}{Ln}$$

$$Vu_{nominal} = 0.71 + \frac{11.50 + 11.50}{3.75}$$

$$Vu_{nominal} = 6.84 Tnf$$

El cortante último de diseño será:

$$Vu_{diseño} = \frac{Max(Vu_{envolvente}: Vu_{nominal})}{0.85}$$

$$Vu_{diseño} = \frac{6.84}{0.85}$$

$$Vu_{diseño} = 8.05 Tnf$$

- **Capacidad resistente del hormigón al corte**

$$Vc = 0.53\sqrt{F'c}xbxd$$

$$Vc = 0.53\sqrt{210}x25x51.24$$

$$Vc = 9.84 Tnf$$

- **Esfuerzo cortante equivalente absorbido por el acero transversal es:**

$$Vs = Vu - Vc$$

$$Vs = 8.05 Tn - 9.84 Tn$$

$$Vs = -1.79 Tnf \quad \text{El concreto absorbe todo el corte}$$

- **Zona de confinamiento**

Entonces el espaciamiento en la zona de confinamiento será el menor de:

$$s \leq \frac{d}{4}$$

$$s \leq \frac{51.24}{4}$$

$$s = 12.81 \text{ cm}$$

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

$$s \leq 10db_{mayor}$$

$$s \leq 10(1.59)$$

$$s \leq 15.9 \text{ cm}$$

$$s \leq 24db_{estribo}$$

$$s \leq 24(0.953)$$

$$s \leq 22.87 \text{ cm}$$

$$s_{max} = \frac{A_v \cdot F_y \cdot d}{V_s}$$

$$A_v = 2 \left(\frac{3}{8} \right) = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$s_{max} = \frac{(1.42)(4200)(51.24)}{0}$$

s_{max} = se considerara espaciamiento minimo

De los 5 cálculos se elige el menor, siendo este el primero de 12.81 cm, como mencionado valor es poco trabajable a la hora de la ejecución, se tomará un valor redondeado de 12 cm.

- **Longitud de confinamiento**

$$L_o \leq 2h$$

$$L_o \leq 2(60) = 120 \text{ cm}$$

- **Longitud fuera de la zona de confinamiento**

$$L_{fc} = 0.50d$$

$$L_{fc} = 0.50(51.24)$$

$$L_{fc} = 25.62 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

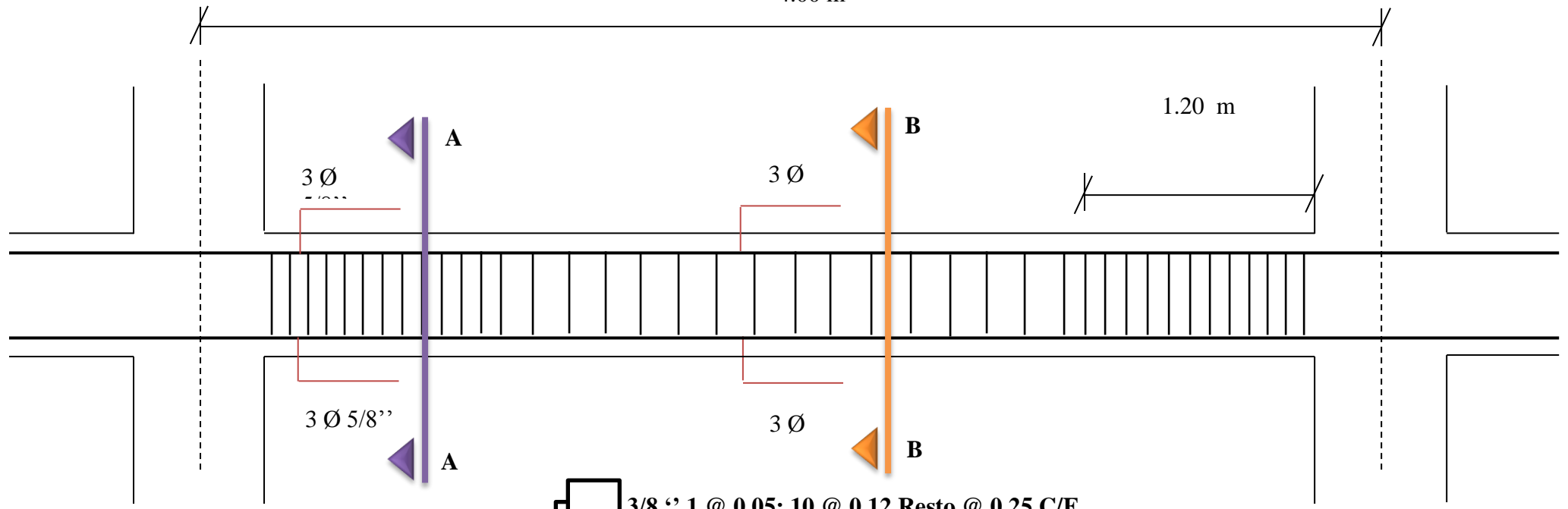
Por recomendaciones del ACI el primer estribo no debe ubicarse a más de 5 cm medido desde la cara de la viga.

Quedando la distribución de estribos de la siguiente manera

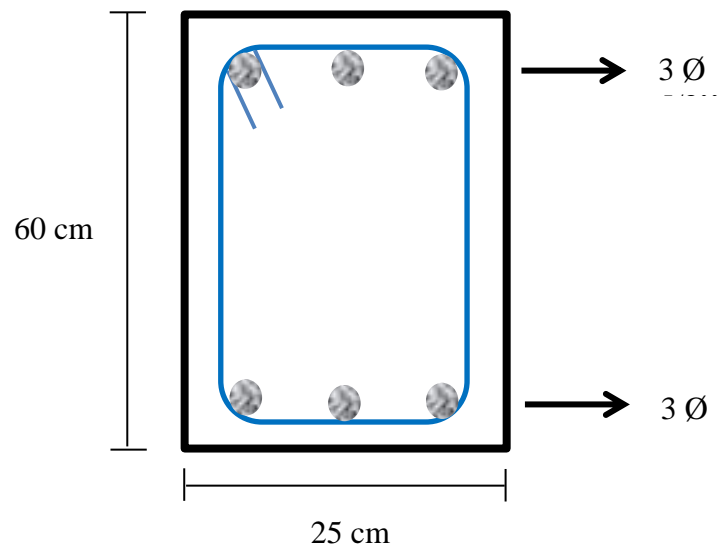


3/8 " 1 @ 0.05; 10 @ 0.12 Resto @ 0.25 C/E

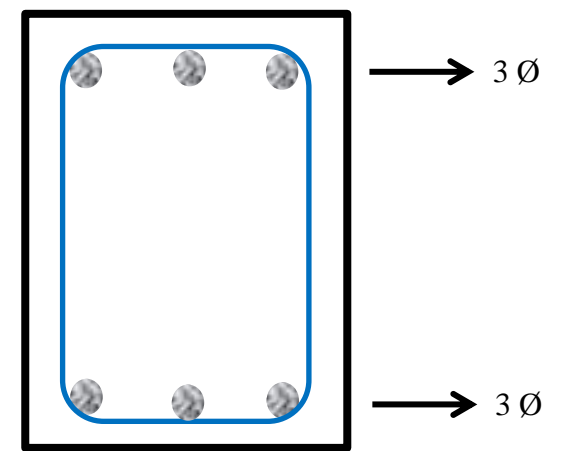
4.00 m



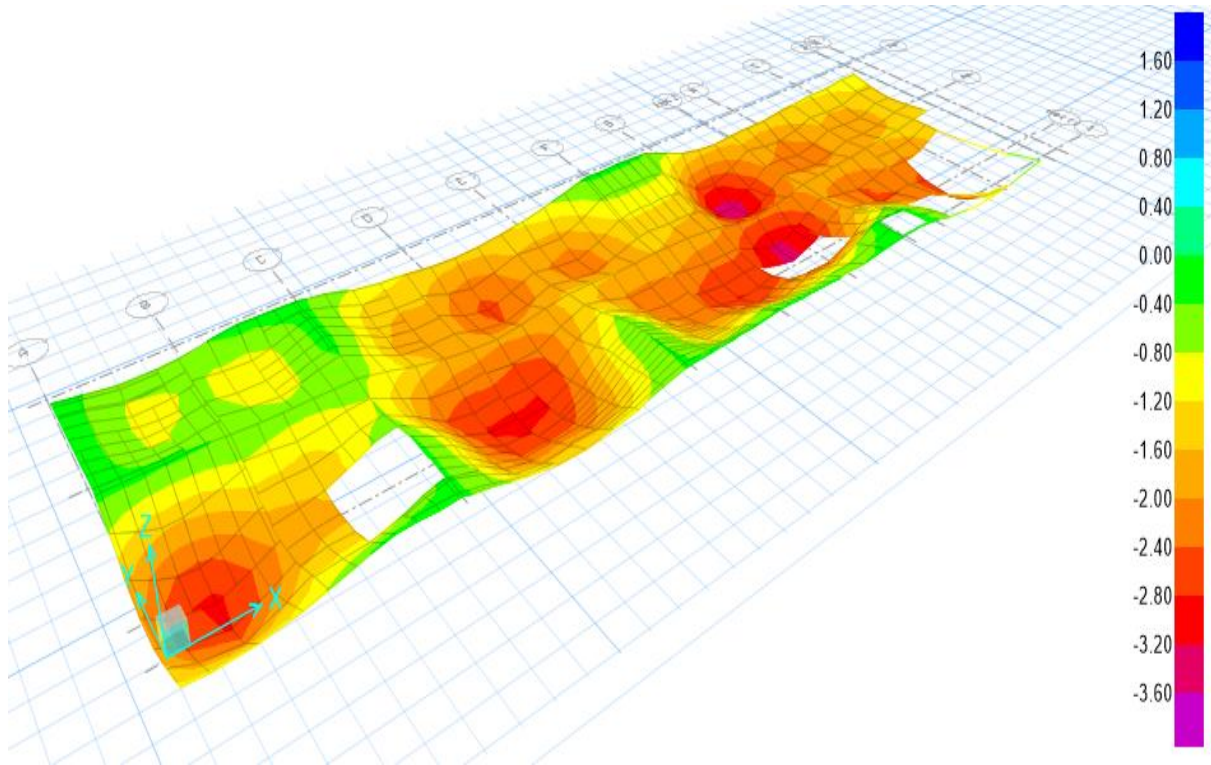
CORTE A - A



CORTE B - B



Para el diseño de la losa aligerada se usará el paño más esforzado tanto por el combo 1 como por alternancia de cargas.



a) Cargas

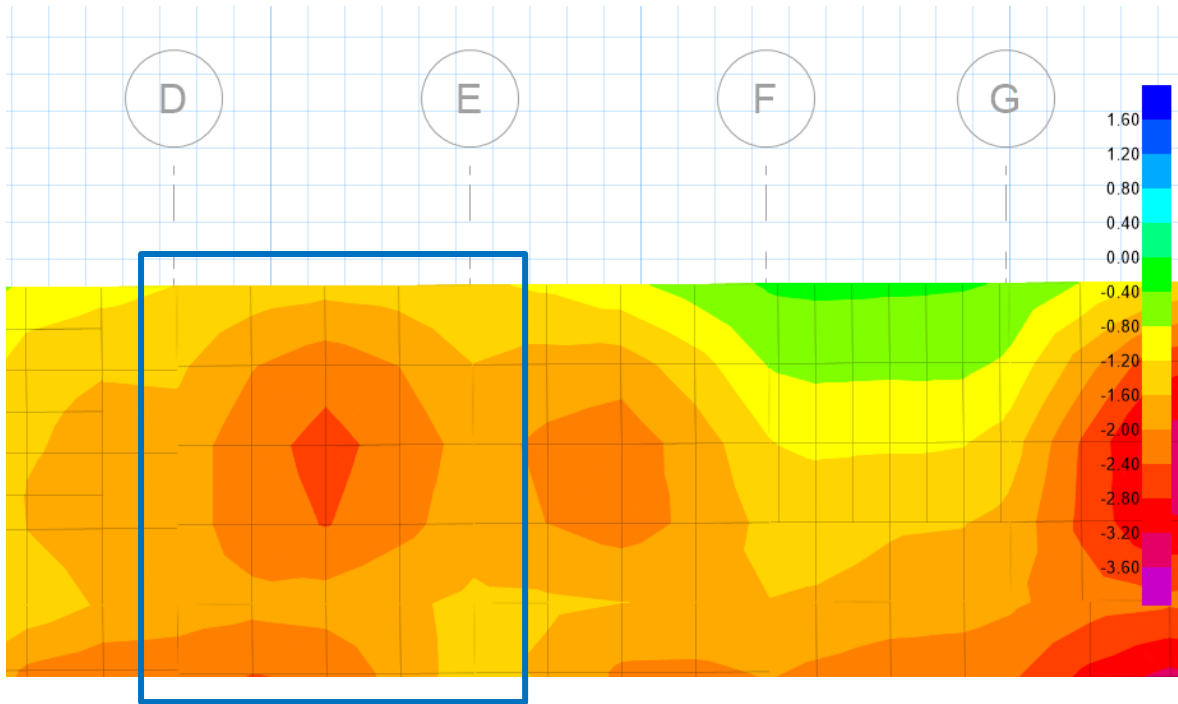
- **Muerta**

CM: 0.316 Tn/m^2

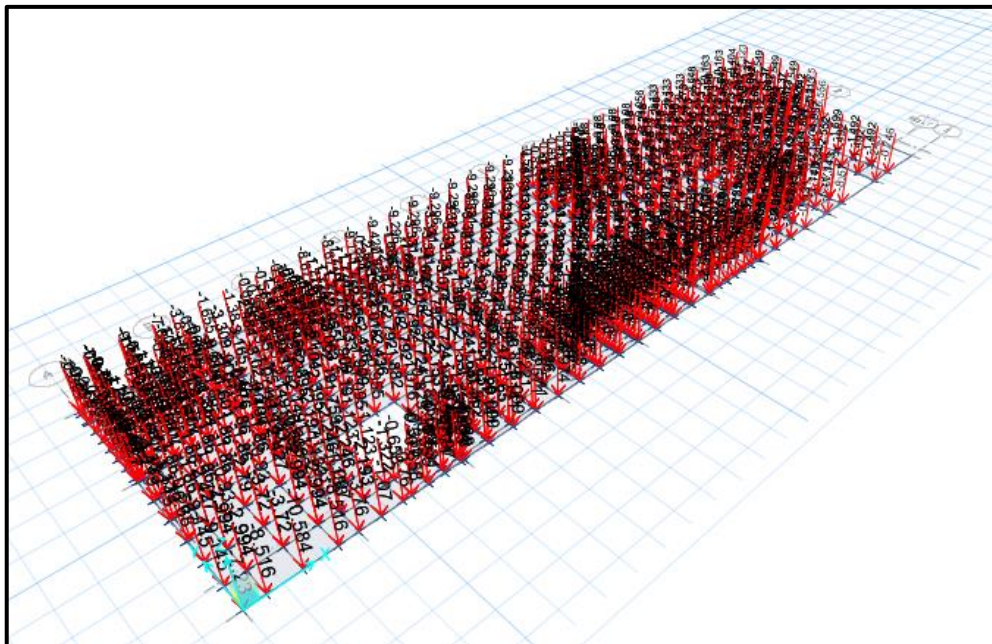
- **Viva**

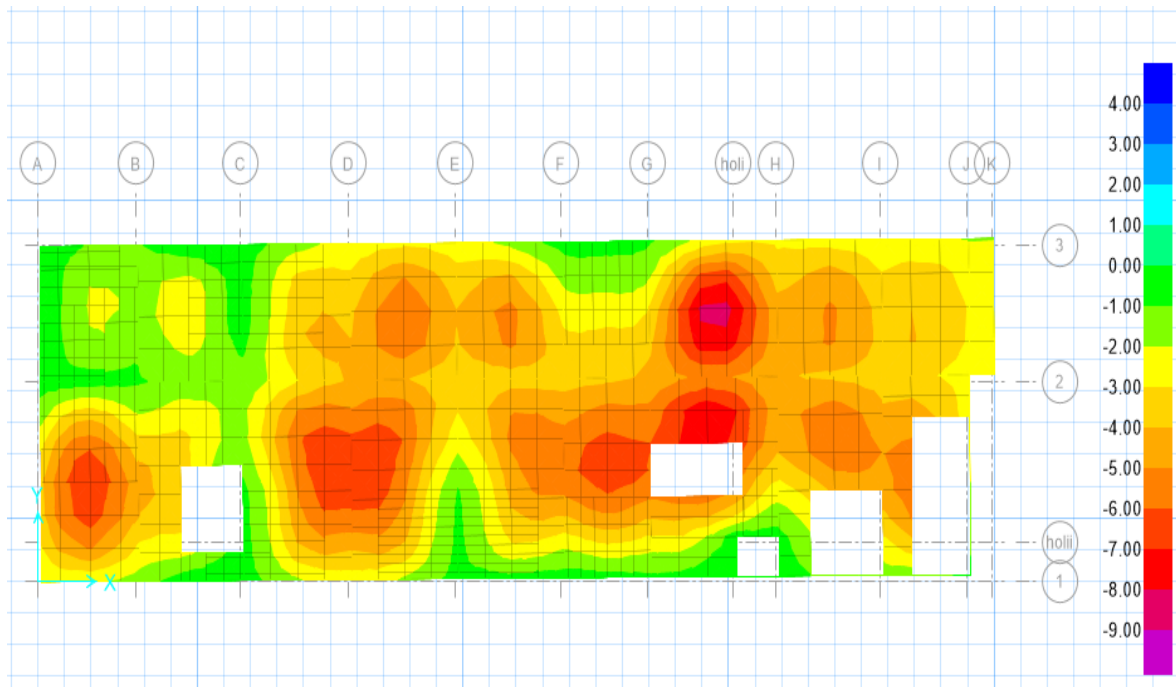
Sobrecarga: 0.40 Tn/m^2

Se diseñará el paño del eje 2 y 3 entre D y E.



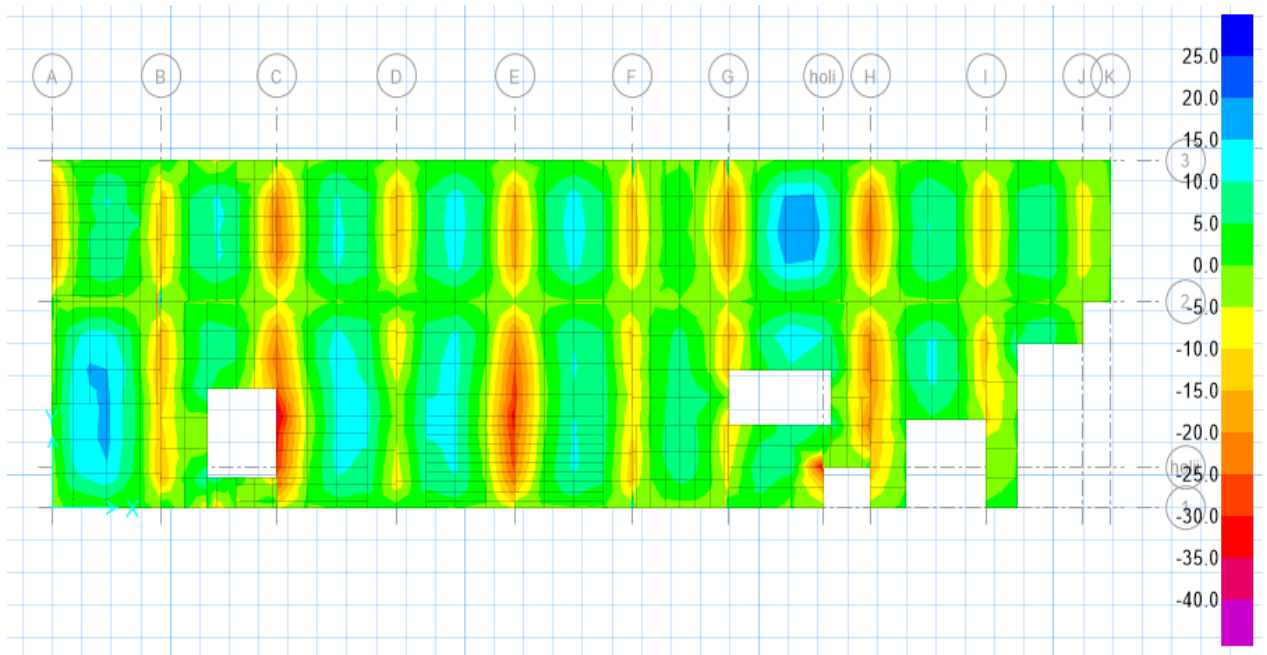
b) Cargas sobre las losas del tercer nivel

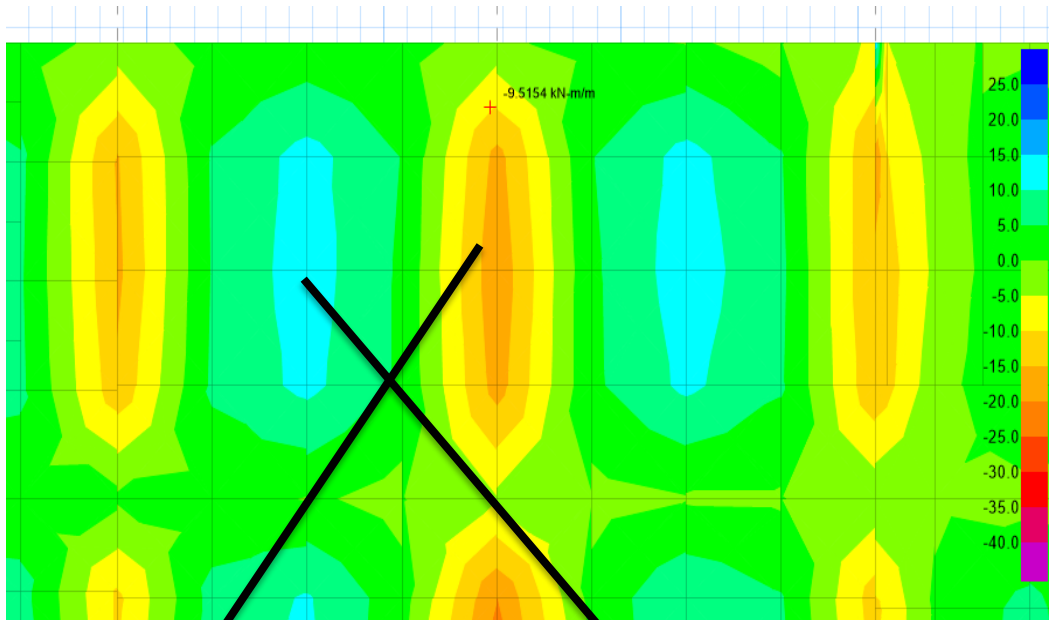




c) Esfuerzos a mostrar con el software Safe 2016

Como la losa aligerada a diseñar es unidireccional con un ancho de franja de 40 cm paralelo al eje X, se muestra los esfuerzos máximos M11 en todo el piso 3.





**ESFUERZO MÁXIMO NEGATIVO
EN EXTREMO DE LOSA**

**ESFUERZO MÁXIMO POSITIVO EN
CENTRO DE LOSA**

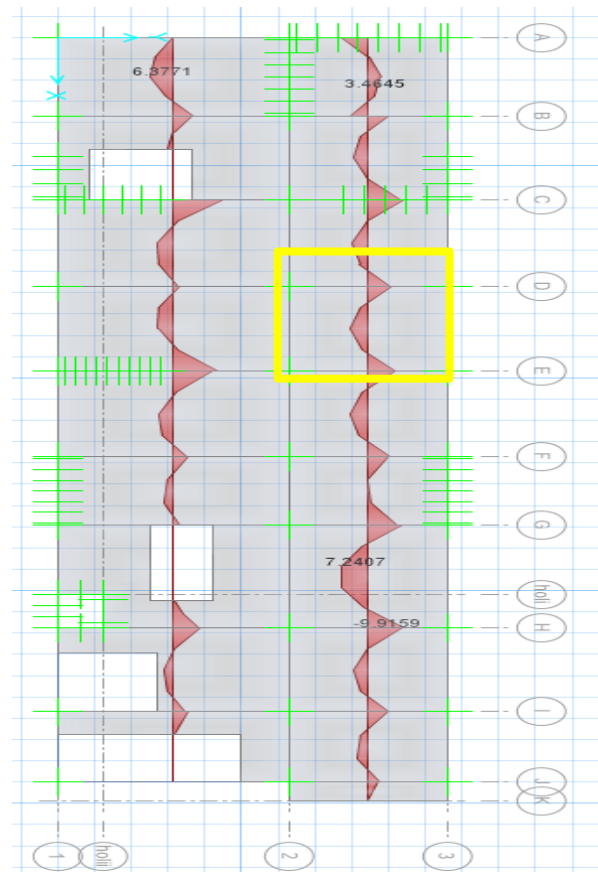
- Momento máximo positivo en el eje "X" del layer A.

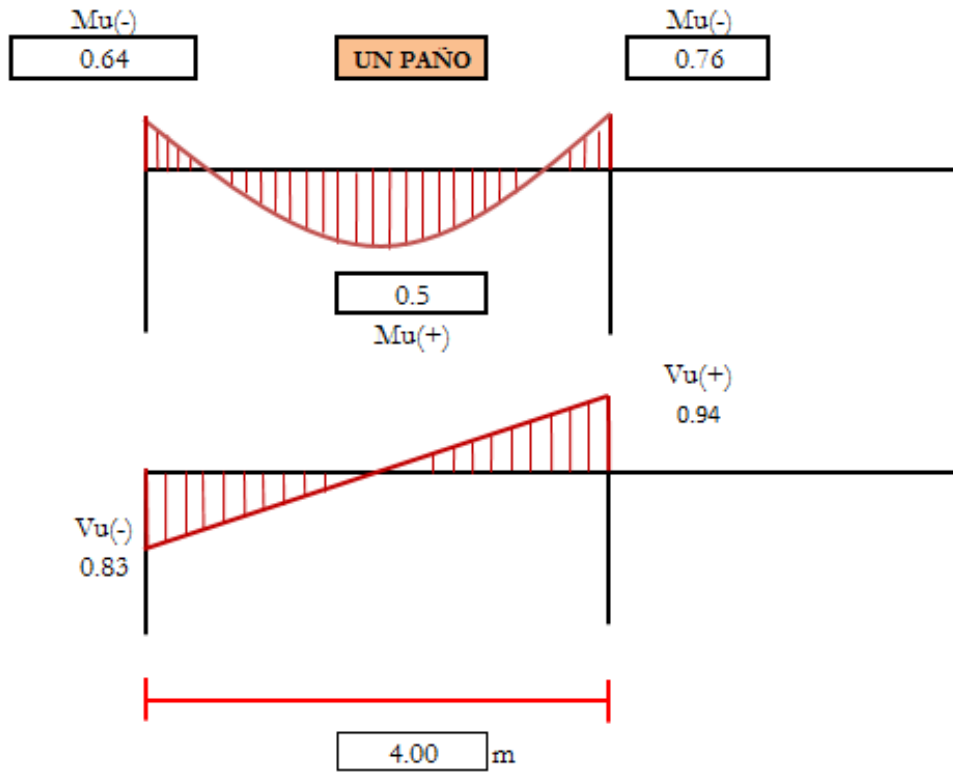
0.50 Tn.m

- Momento máximo negativo en el eje "X"

-0.64 Tn.m

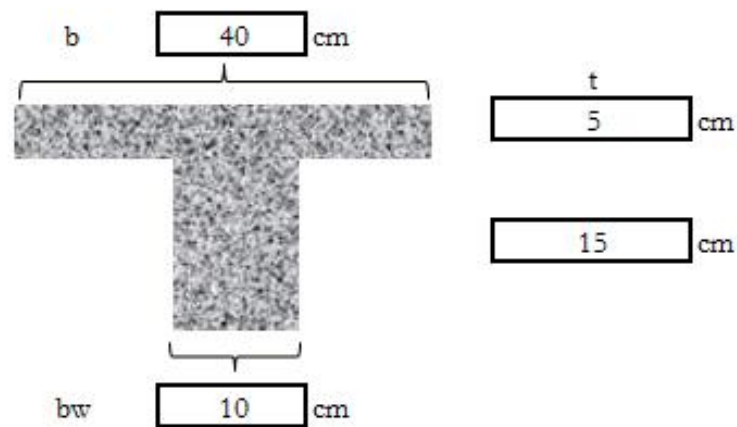
-0.76 Tn.m





d) Diseño por flexión

- Se trabajará con una franja de 0.40 m y el peralte ya definido en el análisis sísmico.



DISEÑO POR FLEXIÓN

F'c =	210	Kgf/cm ²
Fy =	4200	Kgf/cm ²
r =	3	cm
d =	17.00	cm
φ =	0.90	Flexión
β1 =	0.85	
Es =	217370.65	Kgf/cm ²

Por seguridad se aplicará momento nominal último:

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

$$M_{n-} = \frac{0.76}{0.9} = 0.84 \text{ Tn.m}$$

$$M_{n+} = \frac{0.50}{0.9} = 0.56 \text{ Tn.m}$$

- **Para momento inferior positivo**



0.56 Tn.m

Se tendrá como recubrimiento al centroide del acero de 3 cm, con ello procedemos a calcular el peralte efectivo:

$$d = h - r$$

$$d = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$$

Ahora procedemos a calcular la sección aproximada de compresión en el concreto con la siguiente razón:

$$a = \frac{d}{5}$$

$$a = \frac{17}{5} = 3.4 \text{ cm}$$

Se inicia la primera iteración para cálculo positivo de acero

$$As = \frac{Mu}{\phi Fy(d - \frac{a}{2})}$$

$$As = \frac{0.56 \times 10^5}{0.9 \times 4200(17 - \frac{3.4}{2})}$$

$$As = 0.97 \text{ cm}^2$$

Volvemos hallar la nueva zona en compresión del concreto en la losa maciza

$$a = \frac{As \times Fy}{0.85 \times F'c \times b}$$

$$a = \frac{0.97 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 40}$$

$$a = 0.57 \text{ cm}$$

Iniciamos la segunda iteración teniendo la nueva altura en compresión.

$$As = \frac{0.56 \times 10^5}{0.9 \times 4200(17 - \frac{0.57}{2})}$$

$$As = 0.89 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{0.89 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 40}$$

$$a = 0.52 \text{ cm}$$

Tercera y última iteración:

$$A_s = \frac{0.56 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \left(17 - \frac{0.52}{2}\right)}$$

$$A_s = 0.88 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{0.88 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 40}$$

$$a = 0.52 \text{ cm}$$

Se concluye la iteración debida que se llegó a la mínima dispersión en alturas de zona de compresión, logrando encontrar al área de acero en flexión de 0.88 cm².

Se corrobora si fue correcto analizar como vigueta rectangular o tal vez fuese necesario analizar como vigueta tipo T.

$$a < t \text{ (Vigueta rectangular); } a > t \text{ (Vigueta tipo T)}$$

$$a(0.52 \text{ cm}) < t(5 \text{ cm}) \text{ OK!!}$$

- Para momento superior negativo



0.84 Tn.m

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

$$M_n = \frac{0.76}{0.9} = 0.84 \text{ Tn.m}$$

Se inicia la primera iteración para cálculo negativo de acero.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi F_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s = \frac{0.84 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \left(17 - \frac{3.4}{2}\right)}$$

$$A_s = 1.45 \text{ cm}^2$$

Volvemos hallar la nueva zona en compresión del concreto en la losa maciza.

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0.85 \times F'_c \times b}$$

$$a = \frac{1.45 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 40}$$

$$a = 0.85 \text{ cm}$$

Iniciamos la segunda iteración teniendo la nueva altura en compresión.

$$A_s = \frac{0.84 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \left(17 - \frac{0.85}{2}\right)}$$

$$A_s = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{1.34 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 40}$$

$$a = 0.79 \text{ cm}$$

Tercera y última iteración:

$$A_s = \frac{0.84 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \left(17 - \frac{0.79}{2}\right)}$$

$$A_s = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{1.34 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 40}$$

$$a = 0.79 \text{ cm}$$

Se concluye la iteración debido que se llegó a la mínima dispersión en alturas de zona de compresión, logrando encontrar al área de acero en flexión de 1.34 cm².

- Verificación por acero mínimo

$$\rho_{min} = 0.0025 \quad o \quad A_{smin} = \frac{0.7\sqrt{F'c} \cdot b_w \cdot d}{F_y}$$

$\rho_{min} =$	0.0025	Zona sísmica	
$\rho_{max} =$	0.50 ρ_b		
$\rho_b =$	0.02125		
$\rho_{max} =$	0.010625		
$A_s \text{ min} =$	0.425		cm ²
$A_s (-) \text{ max} =$	1.81		cm ²
$A_s (+) \text{ max} =$	7.23		cm ²

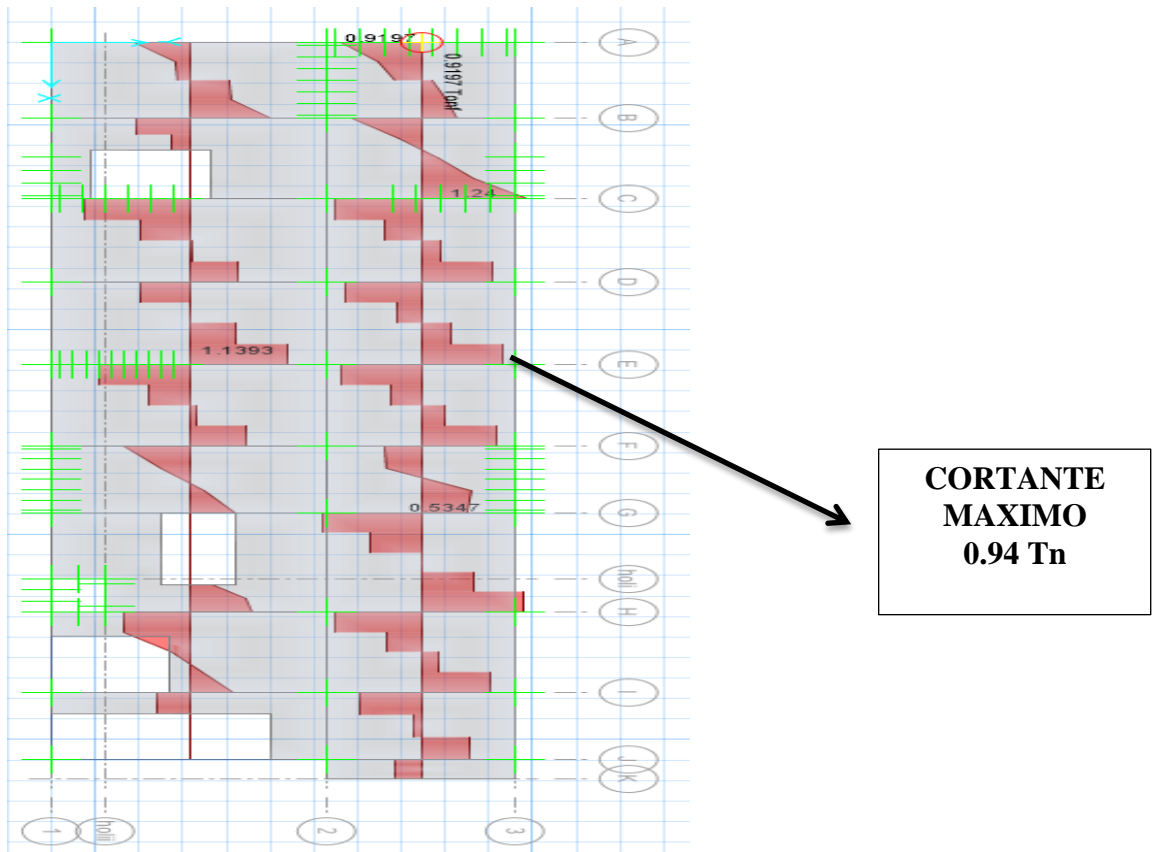
El cálculo del área de acero para cada vigueta será:

Tramo	Mnu (-)	\emptyset	As(-) (cm ²)	Cumple	Mru (-) Tnf.m	Cumple
1	0.844	5/8"	1.98	OK	1.27	OK
	0.71	1/2"	1.27	OK	0.82	OK

Tramo	Mnu (+)	\emptyset	As(+) (cm ²)	Cumple	Mru (+) Tnf.m	Cumple
1	0.556	1/2"	1.27	OK	0.82	OK

e) Verificación por cortante

Se realiza la verificación de fuerza cortante en la viga, para lo cual del modelo asistido por el software SAFE se extrae la máxima fuerza de corte no solo dada en el paño en diseño, sino de toda la sección en planta perteneciente al tercer piso del edificio, para lo cual, de no cumplir, se tendrá que aumentar el peralte.



$\phi =$	0.85	Corte
$V_c =$	1.44	Tnf
$V_{uc} =$	1.22	Tnf

$V_u =$	0.94	Tnf
$V_n =$	1.11	Tnf

Requiere Ensache de viga	NO REQUIERE
--------------------------	--------------------

Se tiene una cortante última proveniente de la combinación 01 del análisis sísmico ya previamente ejecutado.

$$V_u = 0.94 \text{ Tn}$$

La cortante nominal será:

$$V_n = \frac{0.94}{0.85} = 1.11 \text{ Tn}$$

Esfuerzo de corte que puede soportar el concreto:

$$V_c = 1.1(\phi \times 0.53 \times \sqrt{F'_c} \times b_w \times d)$$

$$V_c = 1.1(0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 17)$$

$$V_c = 1220.80 \text{ Kg} \approx 1.22 \text{ Tn}$$

Se tiene entonces:

$$V_n (1.11 \text{ Tn}) < V_c (1.22 \text{ Tn}) \quad \text{OK!!}$$

f) Cálculo de acero por temperatura

ACERO POR TEMPERATURA

$\rho_{tem} =$	0.0018	
b =	100	cm
t =	5	cm

As tem (cm ²)	ϕ	As (cm ²)	S max (cm)	S final (cm)
0.90	1/4"	0.32	25	25

Longitud del baston	0.80	m
Longitud del balancin	1.40	m

g) Verificación de deflexiones

Las deflexiones en una losa aligerada se verifican mediante la siguiente formula:

$$\Delta = \frac{5WL^4}{384E_sI}$$

WD Carga muerta por vigueta	100	Kgf/m
WL Carga viva por vigueta	100	Kgf/m

Es =	217370.65	Kgf/cm ²
L =	4.00	m
ξ =	2	

CALCULO DEL CENTRO DE GRAVEDAD

Ai	Yi	Ai x Yi
150	7.5	1125
200	17.5	3500
Yg	13.21428571	cm

CALCULO DE LA INERCIA

I' = bh ³ /12	A(Yg - Yi) ²	Li
2812.50	4897.96	7710.46
416.67	3673.47	4090.14
Iv	11800.60	cm ⁴

Las deflexiones tanto por carga muerta como viva serán:

ΔD =	1.299	mm
ΔL =	1.299	mm

DEFLEXION DIFERIDA

ΔDL =	2.384	mm
-------	-------	----

DEFLEXION MAXIMA ACEPTABLE

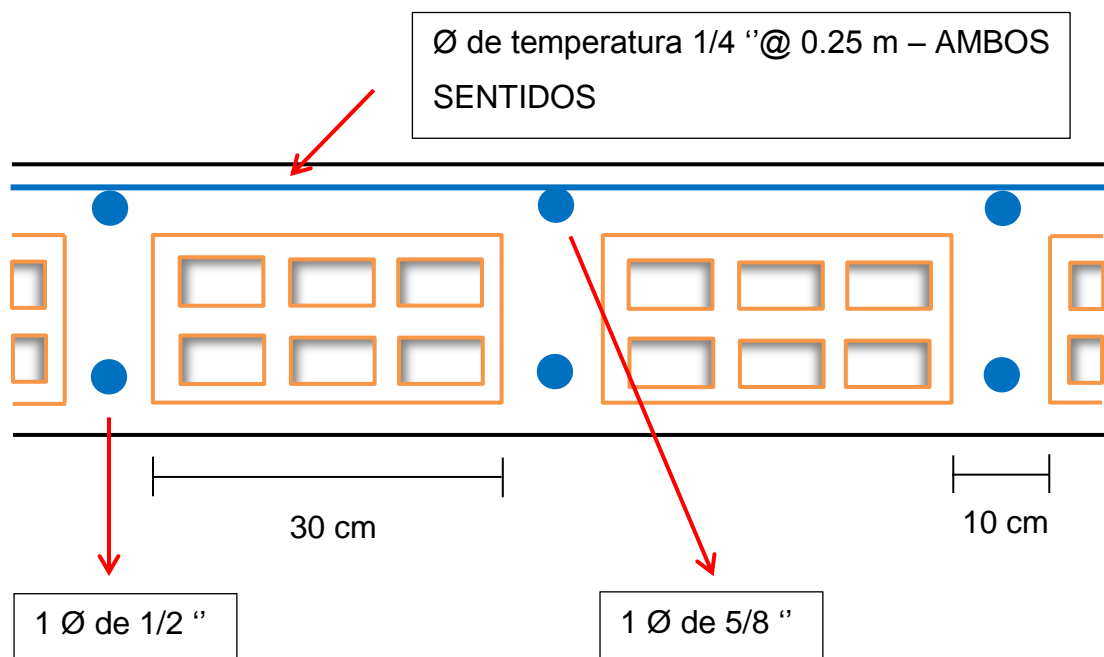
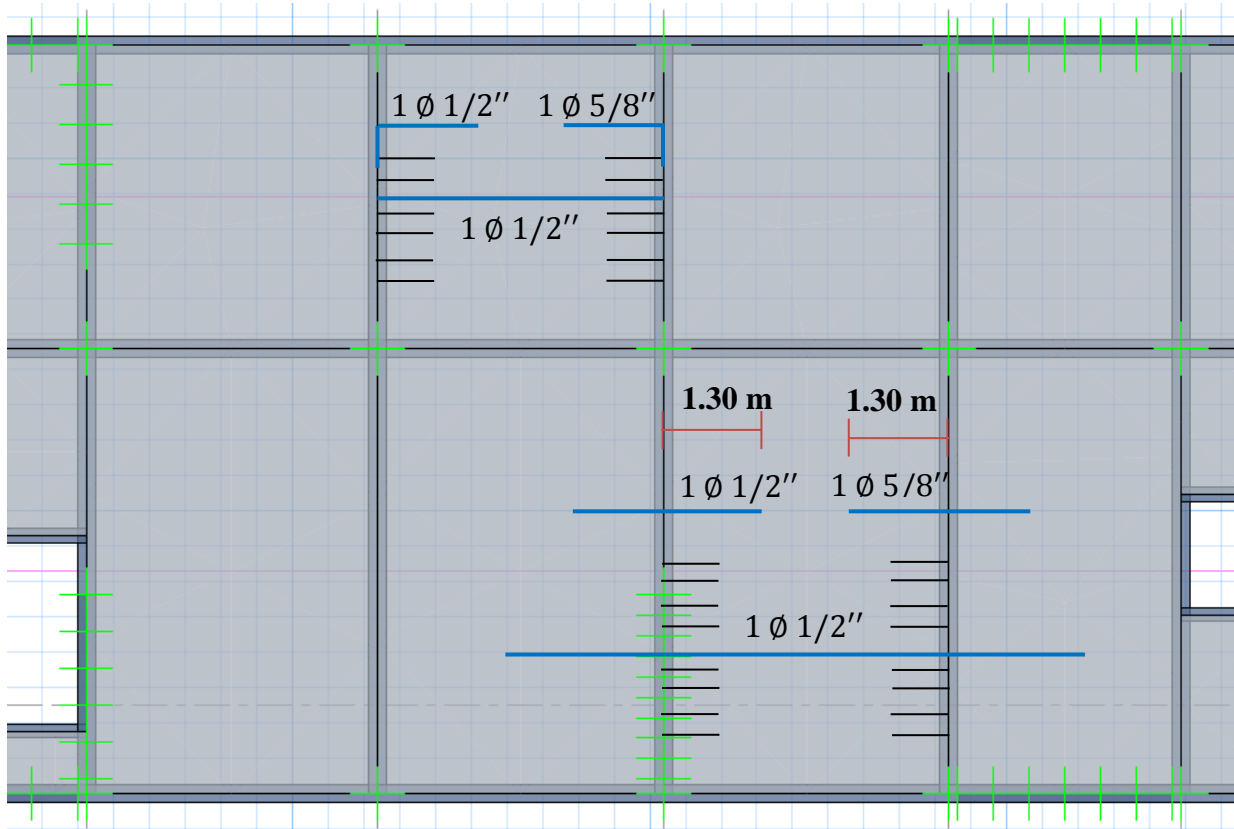
ΔmaxA =	8.33	mm
---------	------	----

DEFLEXION MAXIMA DE LA LOSA ALIGERADA

Δmax =	3.684	mm
--------	-------	----

CONTROL	OK
----------------	-----------

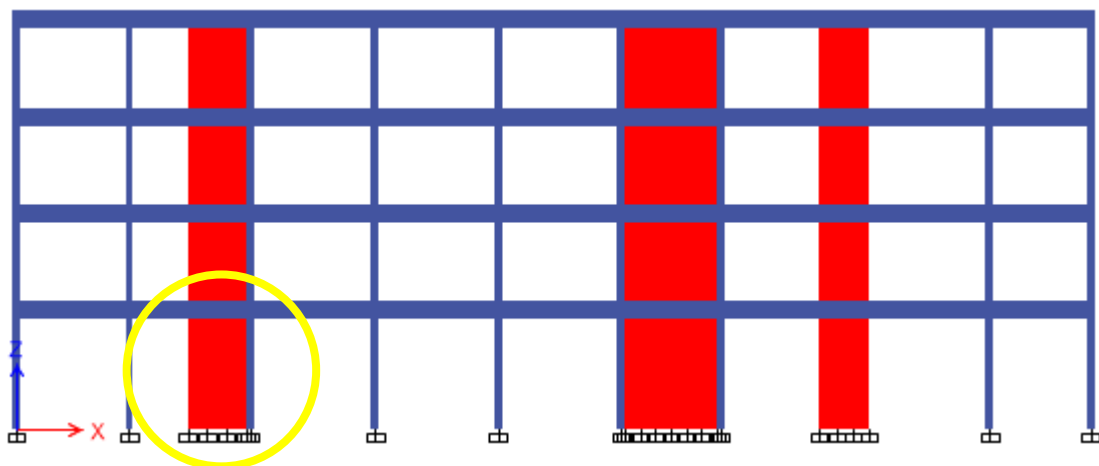
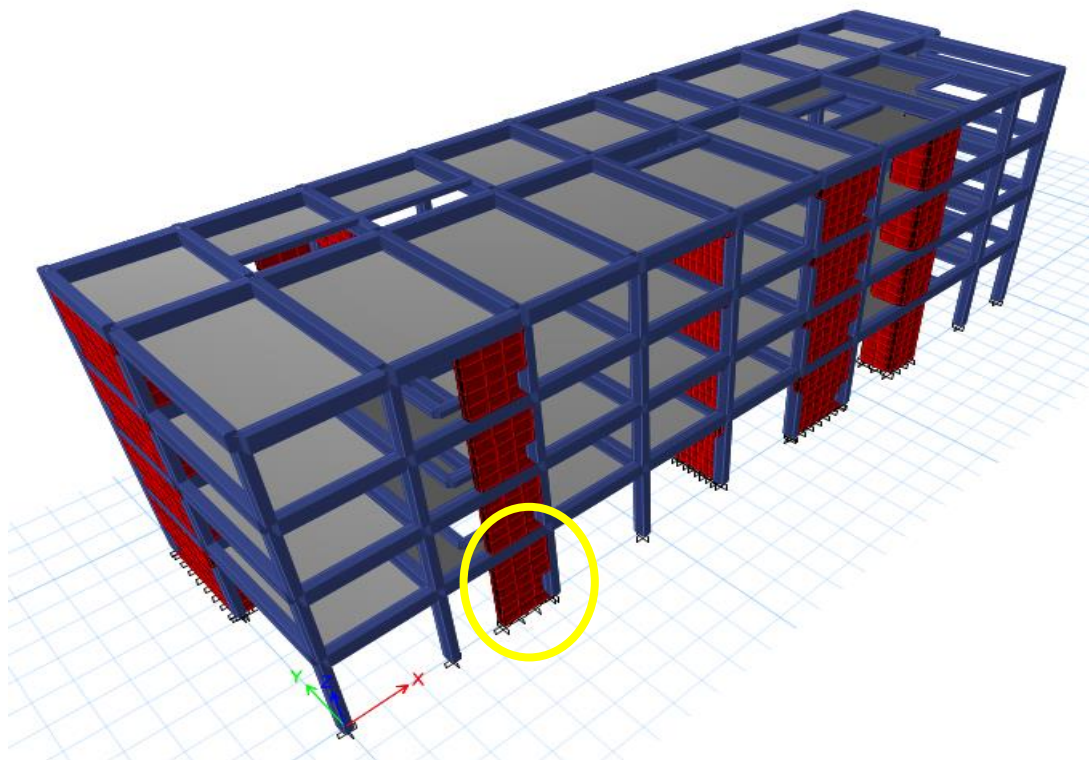
h) Armado de acero en losa aligerada



4. DISEÑO DE MUROS DE CONCRETO ARMADO (PLACAS)

Debido a la altura, la categoría y la importancia del edificio en análisis y diseño, se adiciono elementos de corte (Placas tipo II), las cuales están sometidas a cargas verticales propias, y tienen como función principal absorber un porcentaje de la cortante basal producida por un sismo, que para la presente tesis se trata de una cortante por sismo severo.

A modo de ejemplo se diseñará la placa P2X del primer al tercer nivel, las demás placas siguen el mismo procedimiento de cálculo.



Del software Etabs 2016 extraemos los esfuerzos máximos.

Story	Pier	Load case/Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3	P	V2	M3	P (-)	V3	M2
				(Tnf)	(Tnf)	(Tnf)	(Tnf.m)	(Tnf.m)	(Tnf.m)	(Tnf.m)	(Tnf)	Valores Absolutos	(Tnf)	Valores Absolutos	
1	PLACA P2X	COMBINACION 1	Bottom	-61.5356	0.7754	-0.1072	0.0911	-0.1336	5.4968	61.5356	0.7754	5.4968	61.5356	0.1072	0.1336
		COMBINACION 2		26.2452	24.7276	0.1828	0.1871	0.7025	90.657	26.2452	24.7276	90.657	26.2452	0.1828	0.7025
		COMBINACION 3		26.2452	24.7276	0.1828	0.1871	0.7025	90.657	26.2452	24.7276	90.657	26.2452	0.1828	0.7025
		COMBINACION 4		28.4801	21.2792	0.4241	0.8115	1.4576	73.3646	28.4801	21.2792	73.3646	28.4801	0.4241	1.4576
		COMBINACION 5		28.4801	21.2792	0.4241	0.8115	1.4576	73.3646	28.4801	21.2792	73.3646	28.4801	0.4241	1.4576
		COMBINACION 6		47.9656	24.3572	0.2341	0.1465	0.767	88.1888	47.9656	24.3572	88.1888	47.9656	0.2341	0.767
		COMBINACION 7		47.9656	24.3572	0.2341	0.1465	0.767	88.1888	47.9656	24.3572	88.1888	47.9656	0.2341	0.767
		COMBINACION 8		50.2005	20.9087	0.4754	0.7709	1.5221	70.8965	50.2005	20.9087	70.8965	50.2005	0.4754	1.5221
		COMBINACION 9		50.2005	20.9087	0.4754	0.7709	1.5221	70.8965	50.2005	20.9087	70.8965	50.2005	0.4754	1.5221
2	PLACA P2X	COMBINACION 1	Bottom	-48.3195	2.1556	-0.2817	0.1993	-0.4976	6.2159	48.3195	2.1556	6.2159	48.3195	0.2817	0.4976
		COMBINACION 2		2.2988	24.8482	0.1964	0.4001	0.4219	52.2727	2.2988	24.8482	52.2727	2.2988	0.1964	0.4219
		COMBINACION 3		2.2988	24.8482	0.1964	0.4001	0.4219	52.2727	2.2988	24.8482	52.2727	2.2988	0.1964	0.4219
		COMBINACION 4		2.0091	22.8552	0.344	1.3374	0.6711	43.8469	2.0091	22.8552	43.8469	2.0091	0.344	0.6711
		COMBINACION 5		2.0091	22.8552	0.344	1.3374	0.6711	43.8469	2.0091	22.8552	43.8469	2.0091	0.344	0.6711
		COMBINACION 6		19.6227	23.8565	0.3306	0.3121	0.6591	49.4368	19.6227	23.8565	49.4368	19.6227	0.3306	0.6591
		COMBINACION 7		19.6227	23.8565	0.3306	0.3121	0.6591	49.4368	19.6227	23.8565	49.4368	19.6227	0.3306	0.6591
		COMBINACION 8		19.3329	21.8636	0.4782	1.2494	0.9083	41.0111	19.3329	21.8636	41.0111	19.3329	0.4782	0.9083
		COMBINACION 9		19.3329	21.8636	0.4782	1.2494	0.9083	41.0111	19.3329	21.8636	41.0111	19.3329	0.4782	0.9083
3	PLACA P2X	COMBINACION 1	Bottom	-32.7434	2.366	-0.1862	0.1507	-0.2986	5.6546	32.7434	2.366	5.6546	32.7434	0.1862	0.2986
		COMBINACION 2		-10.7549	20.4969	0.1306	0.286	0.2417	34.9181	-10.7549	20.4969	34.9181	-10.7549	0.1306	0.2417
		COMBINACION 3		-10.7549	20.4969	0.1306	0.286	0.2417	34.9181	-10.7549	20.4969	34.9181	-10.7549	0.1306	0.2417
		COMBINACION 4		-11.5366	15.6754	0.1896	1.1487	0.3029	25.122	-11.5366	15.6754	25.122	-11.5366	0.1896	0.3029
		COMBINACION 5		-11.5366	15.6754	0.1896	1.1487	0.3029	25.122	-11.5366	15.6754	25.122	-11.5366	0.1896	0.3029
		COMBINACION 6		0.9752	19.4432	0.2242	0.2189	0.3886	32.4266	0.9752	19.4432	32.4266	0.9752	0.2242	0.3886
		COMBINACION 7		0.9752	19.4432	0.2242	0.2189	0.3886	32.4266	0.9752	19.4432	32.4266	0.9752	0.2242	0.3886
		COMBINACION 8		0.1936	14.6217	0.2832	1.0816	0.4498	22.6305	0.1936	14.6217	22.6305	0.1936	0.2832	0.4498
		COMBINACION 9		0.1936	14.6217	0.2832	1.0816	0.4498	22.6305	0.1936	14.6217	22.6305	0.1936	0.2832	0.4498

- **Determinación de esbeltez**

$$\frac{hw}{L} \geq 2$$

$$\frac{13.6}{2} = 6.80 \geq 2 \rightarrow \text{Muro esbelto}$$

- **Resistencia del muro a la compresión**

$$\phi P_n = 0.55 \phi F'_c \cdot A_g \left[1 - \left(\frac{Kl_c}{32h} \right)^2 \right]$$

Se generará mayor condición de seguridad asumiendo el caso más desfavorable en donde la placa está apoyado arriba y abajo sin restricción al giro de los mismos, teniendo un valor de K=1

$$\phi P_n = 0.55(0.65)(210)(25 \times 200) \left[1 - \left(\frac{1 \times 315}{32 \times 25} \right)^2 \right]$$

$$\phi P_n = 317177.21 \text{ Kg} \approx 317.18 \text{ Tn}$$

Como:

$$\phi P_n(317.18 \text{ Tn}) > P_u(61.53 \text{ Tn}) \text{ OK !!}$$

El muro resiste por compresión (ACI 318-14).

- **Cálculo del momento de agrietamiento en los extremos de la placa**

El refuerzo de tracción de los extremos del muro producto de la flexión causada por la fuerza sísmica, tendrá un momento para diseño de por lo menos 1.5 veces el momento de agrietamiento de la sección.

$$M_{cr} = \frac{I_g(2\sqrt{F'_c} + \frac{P_u}{A_g})}{Y_t}$$

La inercia de la placa será:

$$I_g = \frac{t \times l^3}{12}$$

$$I_g = \frac{25 \times 200^3}{12}$$

$$I_g = 16666666.67 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{16666666.67(2\sqrt{210} + \frac{61.53}{25 \times 200})}{100}$$

$$M_{cr} = 4830458.92 \text{ Kg. cm} \approx 48.30 \text{ Tn. m}$$

El momento de diseño en los extremos será:

$$1.5M_{cr} = 1.5 \times 48.30 \text{ Tn. m} = 72.45 \text{ Tn. m}$$

Se procede a continuación a determinar la profundidad a compresión de la placa a diseñar, verificando si es mayor que la profundidad limite, de ser así, la placa requerirá elementos de borde.

Boundary Element Check (ACI 21.9.6.3, 21.9.6.4)

Station Location	ID	Edge Length (m)	Governing Combo	P _u tonf	M _u tonf-m	Stress Comp tonf/m ²	Stress Limit tonf/m ²	C Depth m	C Limit m
Top-Left	Leg 1	0.25288	ENVOLVENTE	128.3212	-18.0185	388.6	420	0.44338	0.42333
Top-Right	Leg 1	0.25288	ENVOLVENTE	128.3212	20.9225	407.81	420	0.44338	0.42333
Bottom-Left	Leg 1	0.26825	ENVOLVENTE	134.2505	-84.0198	837.54	420	0.45875	0.42333
Bottom-Right	Leg 1	0.26825	ENVOLVENTE	134.2505	90.657	881.44	420	0.45875	0.42333

En vista que:

C Depth > C Limit – Requiere confinamientos

La profundidad "C" de confinamiento se calcula con la siguiente formula:

$$C = \frac{L}{600(1.5 \frac{\delta_u}{h_w})}$$

Dónde:

$$h_{efectivo} = 3.15 \text{ m}$$

$$\Delta = 0.0056$$

$$\delta_u = 0.005 \times 3.15 = 0.01764 \text{ m}$$

$$L = 2.00 \text{ m}$$

$$H_w = 13.60 \text{ m}$$

$$\frac{\delta_u}{H_w} = \frac{0.01764}{13.60} = 0.0012971$$

Como:

$$\frac{\delta_u}{H_w} = 0.0012971 < 0.005; \text{ se tomara el valor de } 0.005$$

Se procede a calcular el valor de "C"

$$C = \frac{200}{600(1.5 \times 0.005)} = 0.44 \text{ cm}$$

Deberá confinarse hasta una distancia no menor que el mayor valor de C – 0.1L ó C/2

$$0.44 \text{ cm} - (0.1)(2.00) = 0.24 \text{ m}$$

$$\frac{0.44}{2} = 0.22 \text{ m}$$

De los dos resultados previos se elige el mayor de 24.00 cm el cual redondeando a un valor trabajable será:

$$L_{\text{confinamiento}} = 30 \text{ cm en C/E}$$

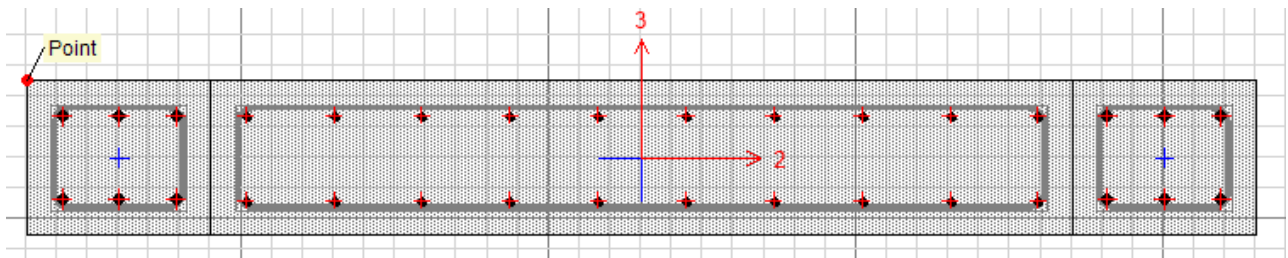
Mediante la fórmula recomendada por el Dr. Antonio Blanco Blasco se tantea el área de acero inicial para los elementos de borde, en la pantalla se colocará acero mínimo, mediante los diagramas de interacción se sabrá si fue correcto el acero propuesto, de no ser así, se irá aumentando progresivamente hasta cumplir.

$$M_u = \phi \times A_s \times F_y (0.9L)$$

$$90.66 \times 10^5 = 0.9 \times A_s \times 4200 (0.9 \times 200)$$

$$A_s = 13.32 \text{ cm}^2$$

Se elegirá 20 Ø 1/2"



- Determinación de los refuerzos

Se requiere refuerzo en dos capas solo si:

$$V_u > 0.53\sqrt{F'_c} \cdot h d$$

$$24.73 \text{ Tn} > 0.53\sqrt{210}(25)(160)$$

$$24.73 \text{ Tn} < 30.72 \text{ Tn} \text{ *No se requiere refuerzo en dos capas*}$$

Pero, por tener espesor de 25 cm se colocará doble malla.

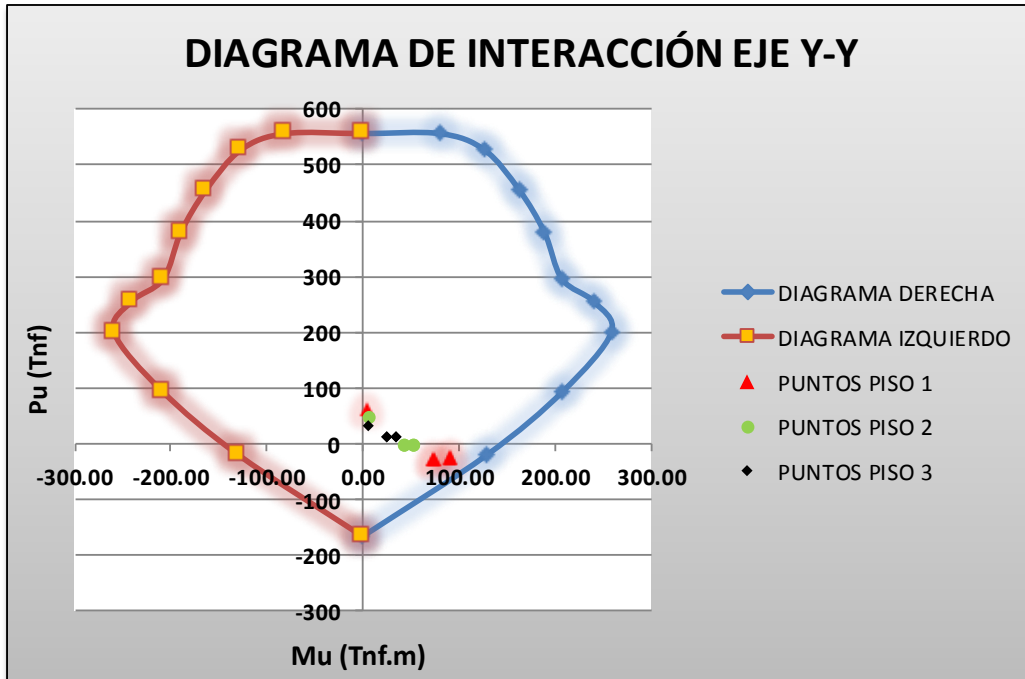
El diagrama de interacción para el eje Y con el acero propuesto será:

LADO DERECHO 0°

Curve #1 0 deg			
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	556.5333	0	1.10E-06
2	556.5333	0	80.8187
3	527.1584	0	127.0979
4	455.3645	0	163.2691
5	379.0227	0	189.6186
6	295.0849	0	207.9534
7	254.8487	0	241.0024
8	199.3406	-5.51E-07	259.3132
9	93.6474	-8.13E-07	208.9788
10	-21.0841	-5.68E-07	129.3098
11	-167.0493	0	-1.58E-06

LADO IZQUIERDO 180°

Curve #13 180 deg			
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	556.5333	0	1.10E-06
2	556.5333	0	-80.8187
3	527.1584	0	-127.0979
4	455.3645	0	-163.2691
5	379.0227	0	-189.6186
6	295.0849	0	-207.9534
7	254.8487	0	-241.0024
8	199.3406	-5.51E-07	-259.3132
9	93.6474	-8.13E-07	-208.9788
10	-21.0841	-5.68E-07	-129.3098
11	-167.0493	0	-1.58E-06



Como se aprecia todos los puntos de los 3 pisos producto de las combinaciones de carga caen dentro del diagrama, por ende, la sección de la placa con el acero propuesto tiene la capacidad para resistir dichas combinaciones de carga última.

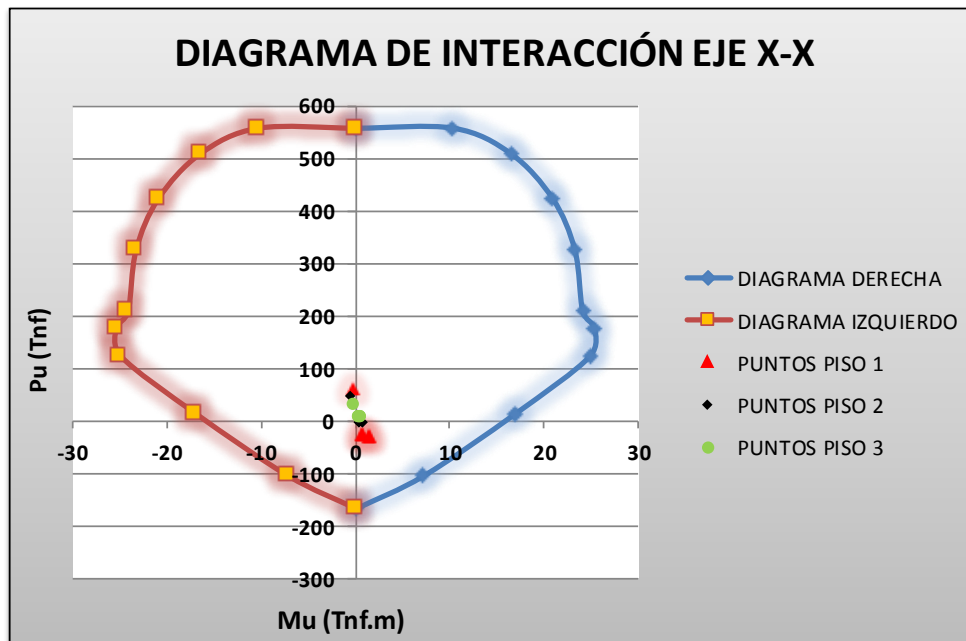
El diagrama de interacción para el eje X con el acero propuesto será:

LADO DERECHO 90°

Curve #7 90 deg			
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	556.5333	0	1.10E-06
2	556.5333	10.3753	7.38E-07
3	507.9607	16.5276	6.63E-07
4	422.6564	20.9764	5.25E-07
5	324.6234	23.3506	0
6	208.6557	24.1814	0
7	177.1279	25.4332	0
8	122.6075	24.9388	-6.50E-07
9	13.5382	16.9981	-1.10E-06
10	-104.2967	7.2313	-1.58E-06
11	-167.0493	0	-1.58E-06

LADO IZQUIERDO 270°

Curve #19 270 deg			
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	556.5333	0	1.10E-06
2	556.5333	-10.3753	7.38E-07
3	507.9607	-16.5276	6.63E-07
4	422.6564	-20.9764	5.25E-07
5	324.6234	-23.3506	0
6	208.6557	-24.1814	0
7	177.1279	-25.4332	0
8	122.6075	-24.9388	-6.50E-07
9	13.5382	-16.9981	-1.10E-06
10	-104.2967	-7.2313	-1.58E-06
11	-167.0493	0	-1.58E-06



ACERO EN LA PANTALLA DE LA PLACA P2X

Se procede a diseñar el acero de refuerzo en la placa P2x.

Cumpliendo con el RNE – E060 ítem 21.9.5.3 el cortante de diseño se calcula con la siguiente formula:

$$V_u \geq V_{ua} \frac{M_n}{M_{ua}}$$

Dónde:

V_u = Cortante ultimo de diseño

V_{ua} = Cortante actuante en la placa

M_n = Momento nominal de la sección asociado a P_u , obtenido con el refuerzo realmente colocado.

M_{ua} = Momento ultimo proveniente del análisis

Story	Pier	Load case/Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3	P	V2	M3	P (-)	V3	M2
				(Tnf)	(Tnf)	(Tnf)	(Tnf.m)	(Tnf.m)	(Tnf.m)	Valores Absolutos			(Tnf)	Valores Absolutos	
1	PLACA P2X	COMBINACION 1	Bottom	-61.5356	0.7754	-0.1072	0.0911	-0.1336	5.4968	61.5356	0.7754	5.4968	61.5356	0.1072	0.1336
		COMBINACION 2		26.2452	24.7276	0.1828	0.1871	0.7025	90.657	26.2452	24.7276	90.657	-26.2452	0.1828	0.7025
		COMBINACION 3		26.2452	24.7276	0.1828	0.1871	0.7025	90.657	26.2452	24.7276	90.657	-26.2452	0.1828	0.7025
		COMBINACION 4		28.4801	21.2792	0.4241	0.8115	1.4576	73.3646	28.4801	21.2792	73.3646	-28.4801	0.4241	1.4576
		COMBINACION 5		28.4801	21.2792	0.4241	0.8115	1.4576	73.3646	28.4801	21.2792	73.3646	-28.4801	0.4241	1.4576
		COMBINACION 6		47.9656	24.3572	0.2341	0.1465	0.767	88.1888	47.9656	24.3572	88.1888	-47.9656	0.2341	0.767
		COMBINACION 7		47.9656	24.3572	0.2341	0.1465	0.767	88.1888	47.9656	24.3572	88.1888	-47.9656	0.2341	0.767
		COMBINACION 8		50.2005	20.9087	0.4754	0.7709	1.5221	70.8965	50.2005	20.9087	70.8965	-50.2005	0.4754	1.5221
		COMBINACION 9		50.2005	20.9087	0.4754	0.7709	1.5221	70.8965	50.2005	20.9087	70.8965	-50.2005	0.4754	1.5221

El cortante último V2 de primer nivel es:

$$V_{ua} = 24.73 \text{ Tnf}$$

Dibujando el grafico y reemplazando en la formula se tiene:

$$V_u \geq \frac{24.73 \times \frac{110}{90.66}}{0.85}$$

$$V_u = 50.43 \text{ Tnf}$$

La resistencia del concreto al cortante es:

$$V_c = 0.53\sqrt{F'_c} x t x d$$

Donde el peralte efectivo de la sección se estima de la siguiente manera:

$$d = 0.80 x 200 = 160 \text{ cm}$$

Entonces:

$$V_c = 0.53\sqrt{210} x 25 x 160$$

$$V_c = 30.72 \text{ Tnf}$$

La cortante que absorberá el acero es:

$$V_s = 50.43 - 30.72$$

$$V_s = 19.71 \text{ Tnf}$$

Control de corte para refuerzo

$$V_{control} = 0.27\sqrt{F'_c} x t x L$$

$$V_{control} = 0.27\sqrt{210} x 25 x 200$$

$$V_{control} = 19.56 \text{ Tnf}$$

Como:

$$V_u(50.43 \text{ Tnf}) > V_{control}(19.56)$$

El cálculo de la cuantía horizontal será:

$$p_h = \frac{V_s}{A_{cw} x F_y}$$

$$p_h = \frac{19.71 x 1000}{25 x 200 x 4200}$$

$$p_h = 0.00093$$

El refuerzo horizontal con acero de 1/2" será el mínimo de:

$$S_1 = \frac{2 \times A_s}{t \times \rho_h}$$

$$S_1 = \frac{2 \times 1.27}{25 \times 0.00093} = 109.25 \text{ cm}$$

$$S_2 = 3t$$

$$S_2 = 3(25) = 75 \text{ cm}$$

$$S_3 = 40 \text{ cm}$$

2 Ø 1/2" @ 40.00 cm

Ahora se procede a verificar si se cumple que la cortante de diseño sea menor a la cortante última que puede resistir la placa.

$$V_u \leq 2.6\sqrt{F'c} \times L \times t$$

$$50.43 \leq 2.6\sqrt{210} \times 200 \times 25$$

$$50.43 \text{ Tnf} \leq 188.39 \text{ Tnf} \quad \text{OK!!}$$

Ahora el refuerzo vertical no debe ser menor que:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m} \right) (p_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

Pero no necesita ser mayor que el valor de la cuantía para el acero horizontal.

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5(2.5 - 6.3)(0.00093 - 0.0025) \geq 0.0025$$

$$\rho_v = 0.0055$$

El refuerzo vertical con acero de 1/2" será el mínimo de:

$$S_1 = \frac{2 \times A_s}{t \times \rho_v}$$

$$S_1 = \frac{2 \times 1.27}{25 \times 0.0025} = 40.64 \text{ cm}$$

$$S_2 = 3t$$

$$S_2 = 3(25) = 75 \text{ cm}$$

Según calculo, el acero vertical debe ser de 1/2" cada 40cm, pero recordar que ya se había propuesto un acero vertical para poder hallar el diagrama de interacción, por ende, se mantiene el que menor distancia posee, siendo:

2 Ø 1/2" @ 15 cm

El cálculo de los estribos será cumpliendo con el ACI 318-14 y teniendo como experiencia el sismo de Concepción en Chile, que causo el fallo de muchas edificaciones en sus placas de concreto armado.

NORMA ACI-318 - 2014 SOBRE EL CONFINAMIENTO DE ELEMENTOS DE BORDE

Miembros Especiales de Borde

$l_{bc} \geq \max(c - 0.1l_w, c/2)$
 $h_x = \text{Separación en dirección transversal del miembro} \leq \begin{cases} \text{menor} \\ \text{entre} \end{cases} \begin{cases} 36 \text{ cm} \\ y \frac{2}{3} b \end{cases}$
 $\text{Separación @ } s \leq \min \begin{cases} b/3 \\ 6d_s \text{ longitudinal} \\ \left[10 + \left(\frac{35.5 - h_x}{75} \right) \right] \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$

Los ganchos/ estribos suplementarios adicionalmente deberán satisfacer los requerimientos para la retracción de las barras longitudinales y:

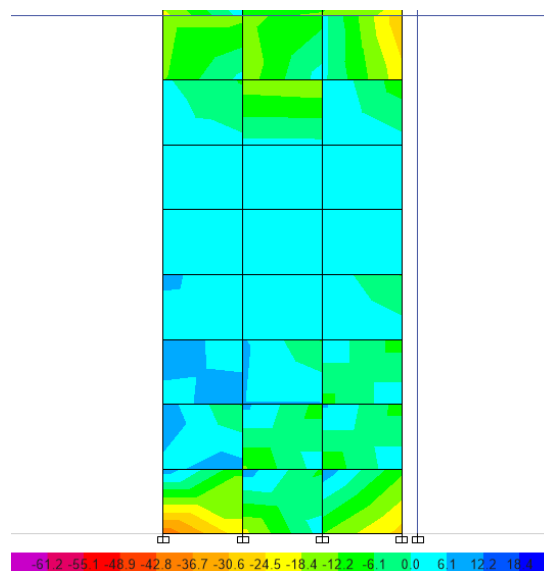
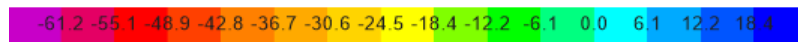
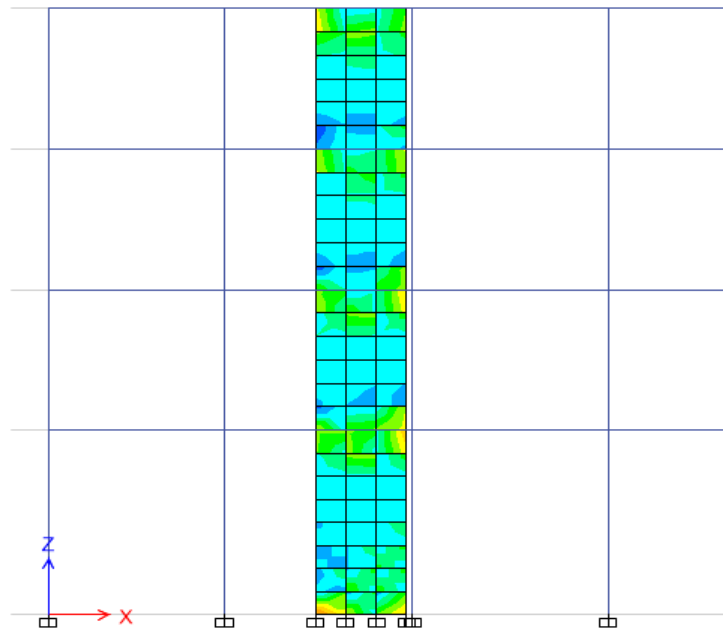
$$A_{ch} = 0.09sb_c \frac{f'_c}{f_{yr}}$$

$$\geq 0.3sb_c \frac{f'_c}{f_{yr}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

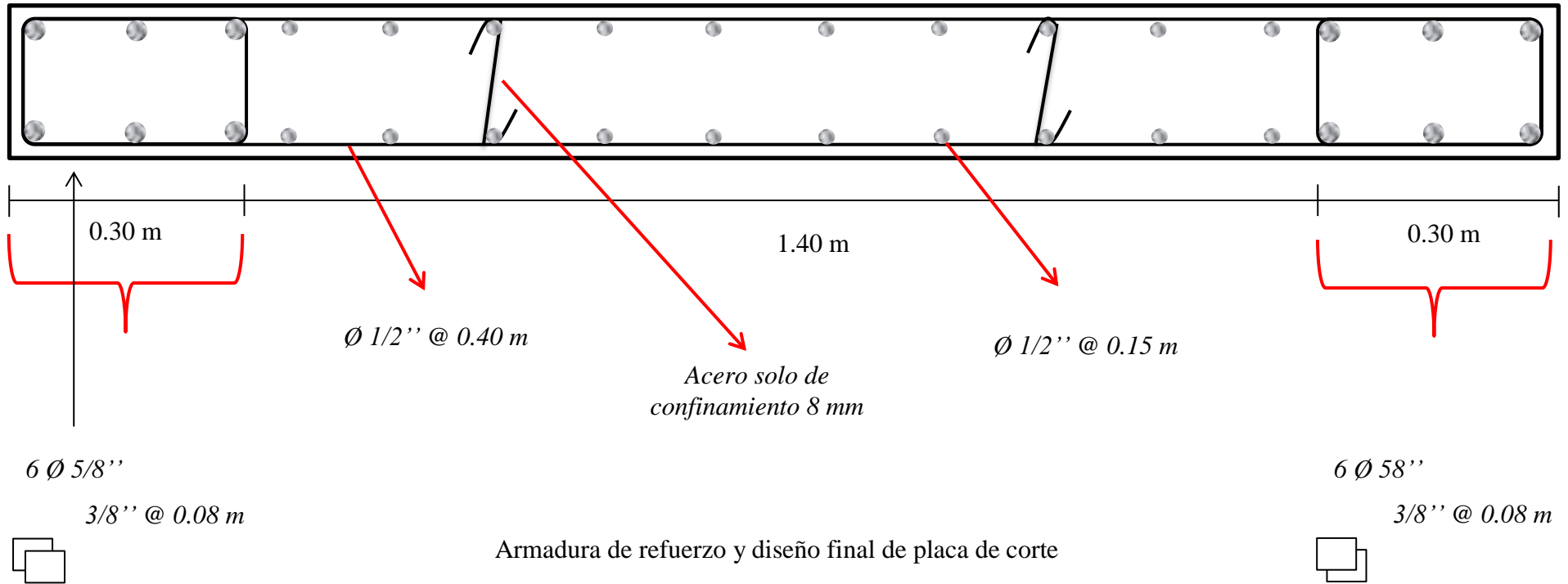
$\geq l_{dh}$ or l_{dt}
 $\leq 15 \text{ cm}$
 Anclaje del refuerzo longitudinal del alma en el núcleo confinado

Teniendo como estribos:

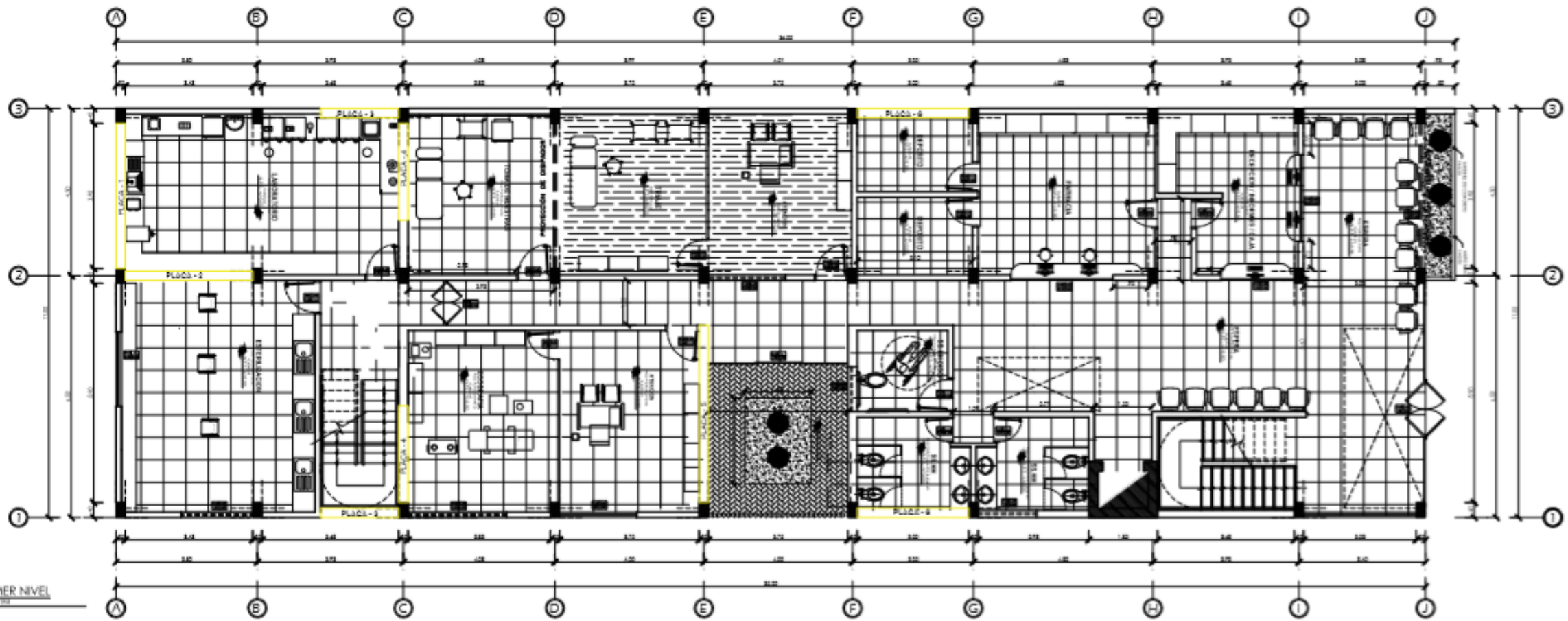
a (m)	b (m)	As 1	Diametro 1	As 2	Diametro 2	Estrigos (cm)	h zona confinada (m)
0.30	0.25	6 \emptyset 5/8"	1.59	0	0	\emptyset 3/8" @ 8.00	3.15
0.30	0.25	6 \emptyset 5/8"	1.59	0	0	\emptyset 3/8" @ 8.00	6.3
0.30	0.25	6 \emptyset 5/8"	1.59	0	0	\emptyset 3/8" @ 8.00	9.45



PLACA DE CORTE P2X EN EJE 1 – TESIS CLINICA CHIMBOTE



ANEXO 10:
PLANO DE UBICACIÓN




CUADRO DE VANOS				
PUBERTAS				
TIPO	ANCHO	ALTURA	CANT.	DESERIACIONES
P-1	1.60	2.40	01	NO TIENE DESERIACIONES
P-2	2.60	2.40	06	NO TIENE DESERIACIONES
P-3	2.70	2.40	02	NO TIENE DESERIACIONES
P-4	2.60	2.40	06	NO TIENE DESERIACIONES
P-5	1.50	2.40	01	NO TIENE DESERIACIONES

MAMPARAS				
TIPO	ANCHO	ALTURA	CANT.	DESERIACIONES
M-1	2.75	2.40	01	NO TIENE DESERIACIONES

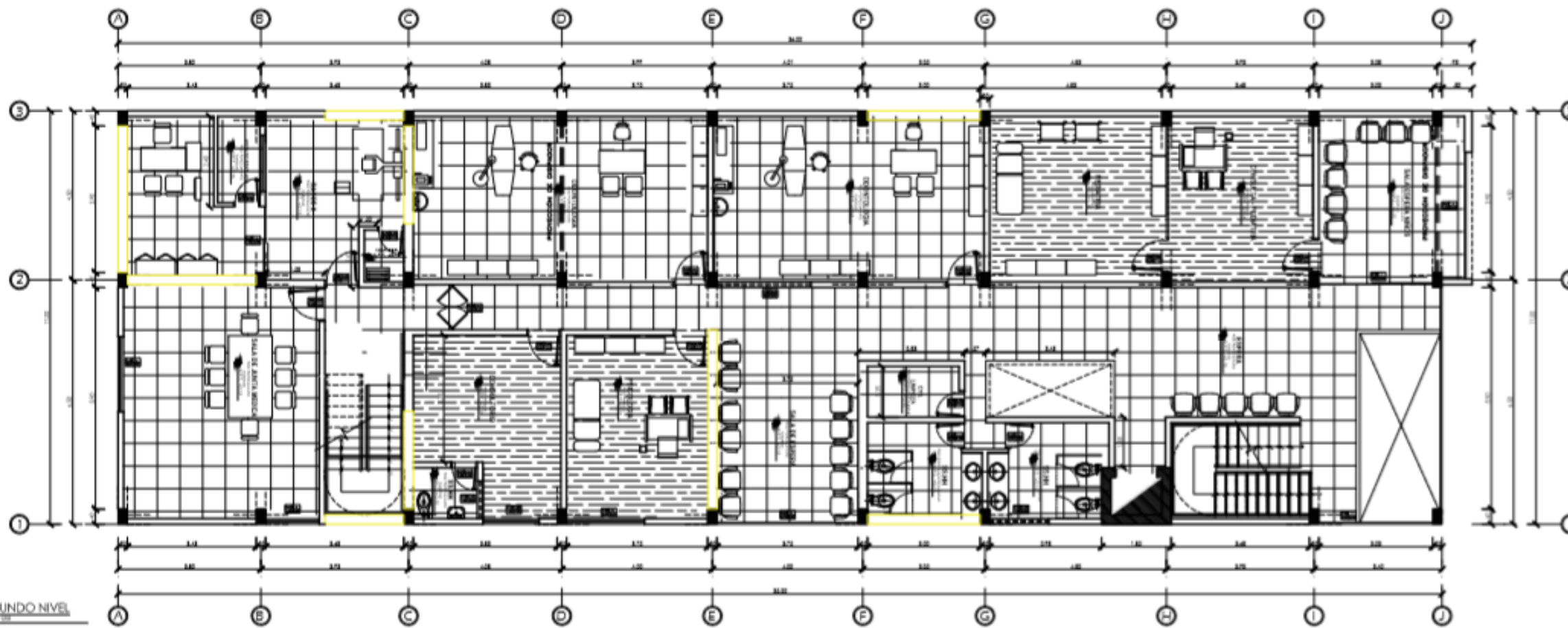
VENANIAS					
TIPO	ANCHO	ALTURA	ALBOSER	CANT.	DESERIACIONES
V-1	2.15	2.20	0.40	01	NO TIENE DESERIACIONES
V-2	2.25	1.00	1.00	01	NO TIENE DESERIACIONES
V-3	1.55	1.00	1.00	01	NO TIENE DESERIACIONES
V-4	2.15	2.20	0.40	01	NO TIENE DESERIACIONES
V-5	1.55	2.20	2.40	02	NO TIENE DESERIACIONES
V-6	2.25	2.20	2.40	01	NO TIENE DESERIACIONES
V-7	2.25	2.20	2.40	01	NO TIENE DESERIACIONES
V-8	2.25	2.20	2.40	01	NO TIENE DESERIACIONES
V-9	1.55	2.20	2.40	01	NO TIENE DESERIACIONES
V-10	2.20	2.20	-	01	NO TIENE DESERIACIONES

PLACAS				
TIPO	ANCHO	LARGO	CANT.	DESERIACIONES
PLACA-1	0.35	3.90	01	NO TIENE DESERIACIONES
PLACA-2	0.35	3.60	01	NO TIENE DESERIACIONES
PLACA-3	0.35	2.00	02	NO TIENE DESERIACIONES
PLACA-4	0.35	2.50	02	NO TIENE DESERIACIONES
PLACA-5	0.35	2.75	01	NO TIENE DESERIACIONES
PLACA-6	0.35	3.00	02	NO TIENE DESERIACIONES


UNIVERSIDAD CAYMAHUAY
 INSTITUTO TECNOLÓGICO DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
 CARRERAS DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA

Proyecto: **DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO HABILITADO TIPO C CON CONDICIONES DE BARRERA EN EL A.A.H.H. BELÉN, DISTRITO DE NUEVO CHANGATE - 2017**
 Asignatura: **PROYECTO DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL - 2017**
 Tema: **PLANO DE DISTRIBUCIÓN**

Autor: **ING. WILSON ALVARO GARCIA GARCIA**
 Fecha: **2017**
 Escala: **A-01**




CUADRO DE VANOS				
PUERTAS				
TIPO	ANCHO	ALTIMA	CANT.	OBSERVACIONES
P-1	1.00	2.00	01	PUERTA COMUNICACION
P-2	1.00	2.00	01	PUERTA COMUNICACION
P-3	1.00	2.00	01	PUERTA COMUNICACION
P-4	1.00	2.00	01	PUERTA COMUNICACION
P-5	1.00	2.00	01	PUERTA COMUNICACION

MAMPARAS				
TIPO	ANCHO	ALTIMA	CANT.	OBSERVACIONES
M-1	3.00	2.40	01	MAMPARA COMUNICACION
M-2	1.75	2.40	01	MAMPARA COMUNICACION

VENTANAS				
TIPO	ANCHO	ALTIMA	CANT.	OBSERVACIONES
V-1	3.00	2.00	01	VENTANA COMUNICACION
V-2	3.00	2.00	01	VENTANA COMUNICACION
V-3	3.00	2.00	01	VENTANA COMUNICACION
V-4	3.00	2.00	01	VENTANA COMUNICACION
V-5	3.00	2.00	01	VENTANA COMUNICACION
V-6	3.00	2.00	01	VENTANA COMUNICACION
V-7	3.00	2.00	01	VENTANA COMUNICACION
V-8	3.00	2.00	01	VENTANA COMUNICACION
V-9	3.00	2.00	01	VENTANA COMUNICACION
V-10	3.00	2.00	01	VENTANA COMUNICACION

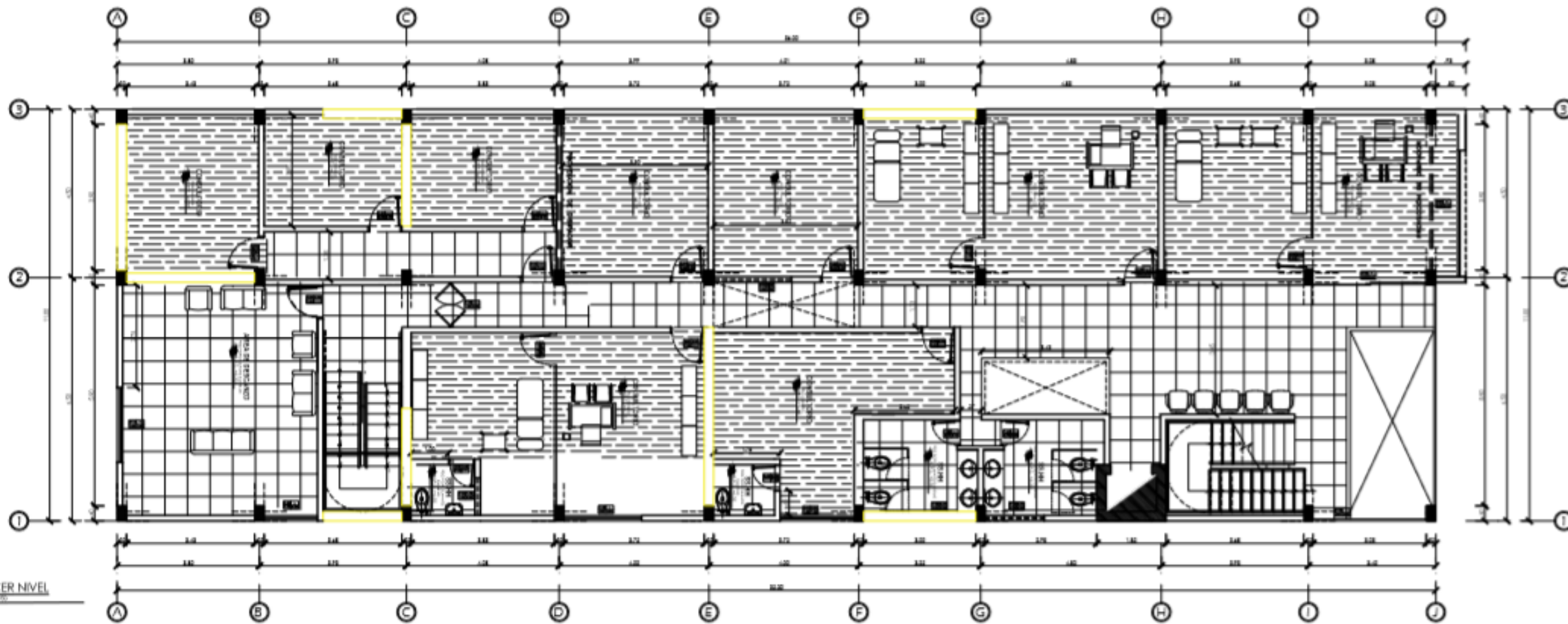
PLACA				
TIPO	ANCHO	LARGO	CANT.	OBSERVACIONES
PLACA-1	0.25	2.90	01	PLACA DE REFORZAMIENTO
PLACA-2	0.25	2.40	01	PLACA DE REFORZAMIENTO
PLACA-3	0.25	2.00	02	PLACA DE REFORZAMIENTO
PLACA-4	0.25	2.81	02	PLACA DE REFORZAMIENTO
PLACA-5	0.25	4.75	01	PLACA DE REFORZAMIENTO
PLACA-6	0.25	3.00	02	PLACA DE REFORZAMIENTO


PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO OFICINAS TIPO 4 CON DISPOSICIONES DE BERG EN EL ANHA BELLA, DISTRITO DE NUEVO CHAMPOTE - 2017
CLIENTE: INSTITUTO TECNOLÓGICO DE NUEVO CHAMPOTE - ITCN
PROFESIONAL: INGENIERO CIVIL
FECHA: 2017

PLANO DE DISTRIBUCIÓN

A-02

ESCALA DE ARCHIVO: 1:100
 ESCALA DE IMPRESIÓN: 1:100
 FECHA: 2017




TERCER NIVEL

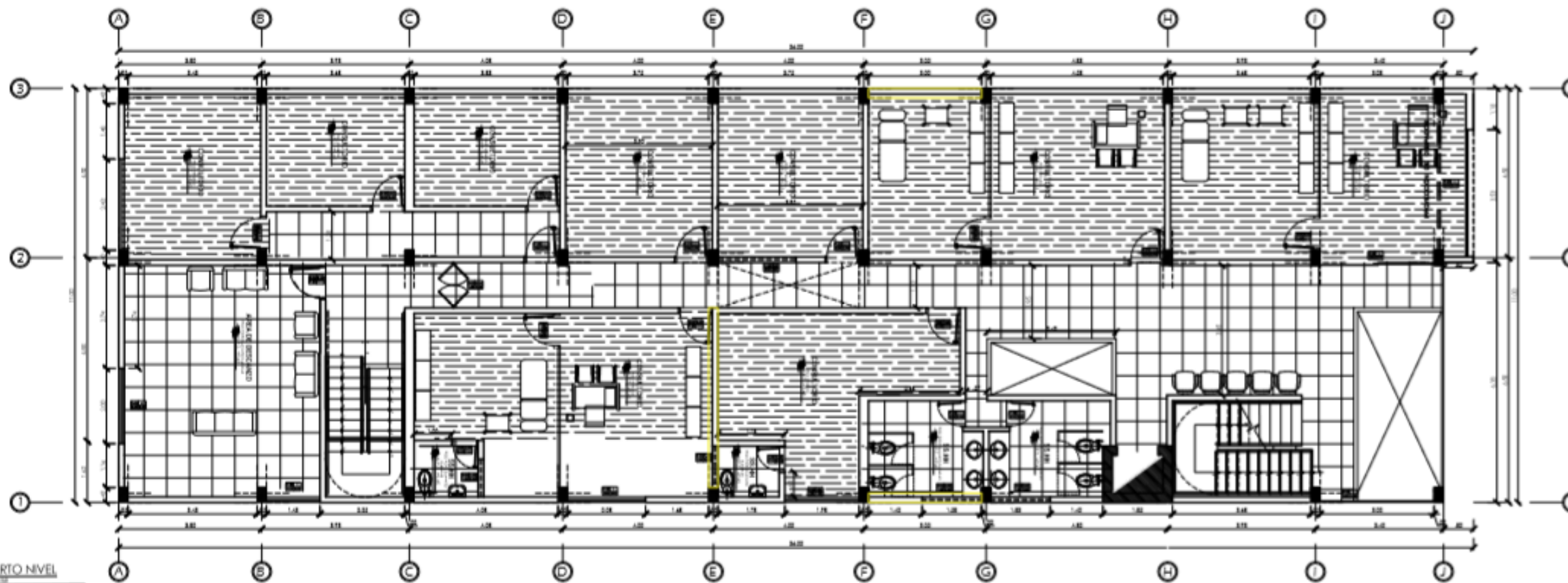
CUADRO DE VANOS				
PUEBLAS				
TIPO	ANCHO	ALTURA	CANT.	OBSERVACIONES
P-1	1.00	2.00	01	
P-2	1.00	2.00	01	
P-3	1.00	2.00	01	
P-4	1.00	2.00	01	
P-5	1.00	2.00	01	

MAMPARAS				
TIPO	ANCHO	ALTURA	CANT.	OBSERVACIONES
M-1	3.00	2.40	01	

VENTANAS					
TIPO	ANCHO	ALTURA	PREZ	CANT.	OBSERVACIONES
V-1	1.15	2.00	0.40	01	
V-2	2.00	1.00	1.00	01	
V-3	1.00	1.00	1.00	01	
V-4	1.15	2.00	0.40	01	
V-5	1.00	2.00	0.40	01	
V-6	2.00	2.00	0.40	01	
V-7	2.00	2.00	0.40	01	
V-8	2.00	2.00	0.40	01	
V-9	1.00	2.00	0.40	01	
V-10	1.15	2.00	0.40	01	

PLACAS				
TIPO	ANCHO	LONGO	CANT.	OBSERVACIONES
PLACA-1	0.25	3.90	01	
PLACA-2	0.25	3.43	01	
PLACA-3	0.25	3.00	02	
PLACA-4	0.25	2.81	02	
PLACA-5	0.25	4.78	01	
PLACA-6	0.25	3.00	02	


PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO 4 PÓRTOLOS TIPO ACOINOSADO DE BARRIO EN EL A.M.R. BELÉN, DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE - 2017
CLIENTE: INSTITUCIÓN EDUCATIVA "INDEPENDENCIA" - PERÚ
FECHA: 15/05/2017
PROYECTO: TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL
PLANO DE DISTRIBUCIÓN
ESCALA: 1:100
FECHA: 15/05/2017
PROYECTISTA: INGENIERO CIVIL
PROYECTO: TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL
FECHA: 15/05/2017
PROYECTISTA: INGENIERO CIVIL



CUARTO NIVEL

CUADRO DE VANOS

PUERTA 1				
TIPO	ANCHO	ALTURA	CANT.	OBSERVACIONES
P-1	-	-	-	-
P-2	-	-	-	-
P-3	0.70	2.40	04	PUERTA DE UMBRAL CONFRANQUEADO
P-4	0.80	2.40	13	PUERTA DE UMBRAL CONFRANQUEADO
P-5	1.20	2.40	01	PUERTA DE UMBRAL CONFRANQUEADO

MAMPARAS

TIPO	ANCHO	ALTURA	CANT.	OBSERVACIONES
M-1	3.03	2.40	01	MAMPARA - UMBRAL FRANQUEADO

VENTANA 1

TIPO	ANCHO	ALTURA	ALFEIZER	CANT.	OBSERVACIONES
V-1	3.13	2.85	0.40	01	VENTANA CON FRANQUEADO
V-2	2.33	1.95	1.00	01	VENTANA CON FRANQUEADO
V-3	1.88	1.95	1.00	01	VENTANA CON FRANQUEADO
V-4	3.13	2.85	0.40	01	VENTANA CON FRANQUEADO
V-5	1.88	0.80	2.45	03	VENTANA CON FRANQUEADO
V-6	2.08	0.80	2.45	01	VENTANA CON FRANQUEADO
V-7	2.85	0.80	2.45	01	VENTANA CON FRANQUEADO
V-8	2.85	0.80	2.45	01	VENTANA CON FRANQUEADO
V-9	1.93	0.80	2.45	01	VENTANA CON FRANQUEADO
V-10	3.18	2.85	0.40	01	VENTANA CON FRANQUEADO


UNIVERSIDAD CAYMAHUAY
 INSTITUTO TECNOLÓGICO DE INGENIERÍA CIVIL
 INSTITUTO TECNOLÓGICO DE INGENIERÍA DE SISTEMAS
 INSTITUTO TECNOLÓGICO DE INGENIERÍA DE TELECOMUNICACIONES
 INSTITUTO TECNOLÓGICO DE INGENIERÍA DE TRANSFERENCIA DE CALOR Y FLUIDOS
 INSTITUTO TECNOLÓGICO DE INGENIERÍA DE MATERIALES
 INSTITUTO TECNOLÓGICO DE INGENIERÍA DE MINERÍA
 INSTITUTO TECNOLÓGICO DE INGENIERÍA DE PETROLIO Y GAS
 INSTITUTO TECNOLÓGICO DE INGENIERÍA DE VEHICULOS Y TRANSPORTACION
 INSTITUTO TECNOLÓGICO DE INGENIERÍA DE VIALIDAD
 INSTITUTO TECNOLÓGICO DE INGENIERÍA DE ZONIFICACION URBANA Y AMBIENTAL
 INSTITUTO TECNOLÓGICO DE INGENIERÍA DE SISTEMAS DE AGUAS
 INSTITUTO TECNOLÓGICO DE INGENIERÍA DE SISTEMAS DE ENERGIA
 INSTITUTO TECNOLÓGICO DE INGENIERÍA DE SISTEMAS DE INFORMACION
 INSTITUTO TECNOLÓGICO DE INGENIERÍA DE SISTEMAS DE TELECOMUNICACIONES
 INSTITUTO TECNOLÓGICO DE INGENIERÍA DE SISTEMAS DE TRANSPORTACION
 INSTITUTO TECNOLÓGICO DE INGENIERÍA DE SISTEMAS DE URBANISMO
 INSTITUTO TECNOLÓGICO DE INGENIERÍA DE SISTEMAS DE VIALIDAD
 INSTITUTO TECNOLÓGICO DE INGENIERÍA DE SISTEMAS DE ZONIFICACION URBANA Y AMBIENTAL

Proyecto: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO HORTICOLA CON SIGA PILES DE BERG
 EN EL A.A.H.H. BELLA, DISTRITO DE NUEVO CRISTO - 2010
 Ubicación: AGUAYAN, PERU
 Para: PLAN DE DISTRIBUCION
PLANO DE DISTRIBUCION
 Escala: 1:50
 Fecha: 2010-11-10

A-04

